



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Evaluación del Pavimento Flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTORES:

Ramos Cano, Percy Alejandro (ORCID: 0000-0003-1376-6729)

Valdiviezo De la Cruz, Samuel Virgilio (ORCID: 0000-0001-7251-5570)

ASESOR:

Mg. Chávez Sánchez, Eleazar Enrique (ORCID: 0000-0002-0092-0873)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño de Infraestructura Vial

CHIMBOTE – PERÚ

2019

Dedicatoria

A Dios por guiarnos por el buen camino y a darnos fuerzas para la culminación del proyecto.

A nuestros padres, por ser tan fundamentales en nuestro desarrollo y sus ganas de sobresalir.

Agradecimiento

Agradecemos a Dios que permitió que lleguemos a este punto de nuestras vidas.

Agradecemos a nuestros padres, por ser la pieza fundamental y nuestra inspiración para seguir adelante día a día

Agradecemos a nuestros familiares que con su apoyo y motivación se logró la culminación de nuestra tesis.

Página del jurado

Página del jurado

Declaratoria de autenticidad

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo, PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO con DNI N° 32129673 y SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ con DNI N° 32541142, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y auténtica.

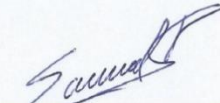
Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Chimbote, Julio del 2019



Percy Alejandro Ramos Cano
DNI N° 32129673



Samuel Virgilio Valdiviezo De la Cruz
DNI N° 32541142

Presentación

Distinguidos miembros del Jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo presento ante ustedes la Tesis titulada “Evaluación del pavimento flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa comprendida entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote- Propuesta de Mejora”, con la intención de determinar el comportamiento de las carpetas existentes en el pavimento y compararlo con el nuevo diseño.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN, se menciona la realidad problemática, los trabajos previos, teorías relacionadas al tema, la formulación del problema, la justificación del estudio, la hipótesis y se da a conocer los objetivos.

CAPÍTULO II: MÉTODO, se conoce el diseño de investigación, las variables, Operacionalización, la población y muestra, se explicará las técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad que se emplearan y los métodos de análisis de datos y aspectos éticos.

CAPÍTULO III: RESULTADOS, conoceremos los resultados de la investigación

CAPÍTULO IV: DISCUSIÓN, se da a mencionar lo referente al análisis de lo estudiado y los resultados de la investigación

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES, se expresan los datos obtenidos en los resultados de la investigación.

CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES, se propuso nuevas ideas para complementar la investigación.

ÍNDICE

Caratula	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento	iii
Página del jurado	iv
Declaratoria de Autenticidad	vi
Presentación.....	vii
Índice	viii
RESUMEN	ix
ABSTRACT	x
I. INTRODUCCIÓN	1
II. METODO.....	18
2.1. Diseño de investigación	18
2.2. Variables, Operacionalización	18
2.3. Población, muestra.....	19
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.....	19
2.5. Procedimiento	20
2.6. Método de análisis de datos	21
2.7. Aspectos éticos.....	22
III. RESULTADOS.....	23
IV. DISCUSIÓN.....	37
V. CONCLUSIONES	40
VI. RECOMENDACIONES	41
REFERENCIAS	44
ANEXOS.....	48

RESUMEN

La presente investigación de tesis busca evaluar el pavimento flexible de la Avenida Anchoqueta vías alternas comprendidas entre la Av. Brasil y la Av. Argentina de Nuevo Chimbote del presente año, por tal motivo esta investigación tomo como referencias teorías basadas en deterioros del pavimento, composición de las estructuras de los pavimentos, tipos de suelos, clases de agregados, dosificación de la carpeta asfáltica, etc. Así mismo en base a las normas se estudió los ensayos aplicados las que se usaron en esta tesis, las cuales están compuestas por; lavado asfáltico, análisis granulométrico, límite de atterberg, Proctor modificado, Densidad de Campo, CBR, etc. Y por último en base a las teorías se tomó como guía el procedimiento de la norma Aashto para el diseño del pavimento flexible con todos sus parámetros para el cumplimiento de los resultados de esta investigación. Por tal motivo se plantea el siguiente objetivo: Determinar la Evaluación del Pavimento Flexible de la Avenida. Anchoqueta Vía Alternas Comprendidas Entre las Avenidas Brasil y Argentina del distrito de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora. Donde la metodología no experimental basada en normas, dio como resultados que la composición estructural de la vía la base y sub base cumplen con el diseño, caso contrario la carpeta asfáltica presenta un espesor de 3 cm. Siendo este un diseño de 5 cm. Por tal motivo la carpeta asfáltica no es la adecuada. Donde las propiedades físicas y mecánicas que se presentan en la vía anchoqueta comprendida entre la avenida Brasil y Avenida argentina se encuentran en baja escala, pero dentro de los parámetros del MTC. Concluyendo que el pavimento presenta desgaste en su carpeta de rodadura donde el espesor no es el adecuado. Recomendando que se debe hacer un recapeo de dicha carpeta para el buen funcionamiento de la Estructura. Además, ayudara en la no presencia de patologías.

Palabras claves: Pavimento, Carpeta asfáltica, Ensayos.

ABSTRACT

The present thesis research seeks to evaluate the flexible pavement of Anchoveta Avenue alternate routes between Av. Brasil and Av. Argentina de Nuevo Chimbote of this year, for this reason this research took as references theories based on deterioration of the pavement, composition of pavement structures, types of soils, classes of aggregates, dosing of the asphalt folder, etc. Likewise, based on the standards, the applied tests were studied which were used in this thesis, which are composed of; Asphalt washing, granulometric analysis, atterberg limit, modified Proctor, Field Density, CBR, etc. And finally, based on the theories, the procedure of the Aashto standard for the design of flexible pavement with all its parameters for compliance with the results of this research was taken as a guide. For this reason, the following objective was established: Determine the evaluation of the Flexible Pavement of the Anchoveta Avenue, Alternate Way Included between Av. Brasil and Av. Argentina de Nuevo Chimbote-Improvement Proposal. Where the non-experimental methodology based on standards, gave as results that the structural composition of the track the base and sub base comply with the design, otherwise the asphalt folder has a thickness of 3 cm. This being a 5 cm design. For this reason, the asphalt folder is not adequate. Where the physical and mechanical properties that occur in the anchoveta road between Avenida Brasil and Avenida Argentina are on a small scale but within the parameters of the MTC. Concluding that the pavement presents wear in its rolling folder where the thickness is not adequate. Recommending that a recapeo of said folder should be done for the proper functioning of the Structure. It will also help in the absence of pathologies.

Keywords: Pavement, Asphaltic folder, Essays

I. INTRODUCCIÓN

Unos de los principales problemas que acontece en todo el territorio peruano, en relación a las principales ciudades, que se encuentran dispersas en todas las zonas y regiones del territorio nacional, desde Tumbes a Tacna y en las ciudades del centro y oriente peruano, es que las ciudades están atravesando un proceso intenso de modernización, lo cual se ve reflejado principalmente en lo que se relaciona a su infraestructura, cada vez se encuentran viviendas más bonitas, y en mayor cantidad; se observa construcciones modernas y de calidad; surgen edificios y el paisaje cambia, lo mismo que las actividades productivas y socio culturales; los locales en los cuales se prestan servicios o se comercializan diverso tipos de bienes, progresivamente se vienen modernizando, indistintamente si son edificaciones de propiedad del sector privado o público; por otra parte se tiene una población más informada, que reclama mayor comodidad y exige que hasta los sistemas de transporte público ofrezcan mayores comodidades, para lo cual se necesita de modernas arterias viales que unan a los diferentes sectores de la ciudad.

Se construyen o modernizan los jirones y las avenidas, acorde a las normas que rigen en las principales metrópolis mundiales; por estas razones, es frecuente encontrar en las principales ciudades peruanas, edificaciones y construcciones realizadas con pavimento; sobre todo en las principales avenidas que cruzan estas ciudades, en las cuales transitan vehículos motorizados, sin embargo, en muchos sectores se han construido ciclovías, para la circulación exclusiva de bicicletas, en estas construcciones se usa el pavimento flexible de manera intensiva.

En lo concerniente a la Región Ancash, se encuentran varias ciudades que se están desarrollando, tanto en la zona costera, como en la zona sierra, estas ciudades no son ajenas al modernismo observado en otras ciudades y ofrecen un sostenido crecimiento de su infraestructura vial, en todas ellas se puede notar que se hace uso intensivo de pavimento. Con el cual se embellece sus arterias más importantes; por lo que se afirma que, el uso del pavimento es uno de los materiales de mayor utilización, en razón de que es uno de los factores principales en la prestación de las condiciones apropiadas para la circulación de vehículos de transporte, que son utilizados por la población en su desplazamiento.

En referencia al ámbito local, el sostenido incremento poblacional ha contribuido a que las ciudades crezcan de manera horizontal, lo cual plantea a las autoridades el reto de brindar

mayores servicios a estas nuevas poblaciones, construyendo jirones y avenidas, dotando de parques y áreas de recreación, en la construcción de estas vías se utiliza principalmente pavimentos flexibles; por lo que la Av. Anchoqueta, vía alterna ubicada entre la Av. Brasil y la Av. Argentina no está al margen de esta realidad, y debido a su ubicación, presenta muchos problemas y se encuentra en un estado crítico de conservación, principalmente debido a la ausencia de un mantenimiento oportuno, y que no se respeta lo establecido para conservación de carreteras, esto sin duda genera que se aumenten los costos de operación de vehículos, que se amplíe el tiempo de los viajes, que existan congestiones en horas punta, lo cual tiene efecto el deterioro del parque automotor y en el aumento de accidentes.

En lo que respecta a antecedentes internacionales se cita el trabajo realizado por Catalá, M. (2017) para la Universidad de Chile, escrita en la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, y la Escuela Profesional de Ingeniería Civil (Santiago de Chile), titulado: “Análisis de falla prematura de carpeta asfáltica construida sobre pavimento existente” en el que se plantea el objetivo general de este estudio, de analizar el pavimento utilizado en dicha arteria, y considerando la evaluación de un tramo determinado con la finalidad de identificar los defectos y establecer las causas de los deterioros, y que se prosigue con la realización de un examen consistente de las carpetas investigadas; mediante el empleo de teoría disponible. Respecto a la metodología: En ese estudio realizado se empleó documentos varios, mezclado con trabajo de campo. También, se inicia la investigación realizando un serio análisis de la materia, acumulando abundantes documentos con información relacionada al estudio, que se respalda con la debida contrastación de su validez realizada en el mismo lugar de estudio. La muestra considerada, a partir de la cual se realizarán los análisis, lo constituyen las capas de pavimento. Se concluye: que las fallas encontradas se atribuyen a una serie de factores no frecuentes, los cuales produjeron el deterioro precoz del pavimento, a pesar de los mantenimientos realizados, por lo que se pudo confirmar la presencia del problema. Esta investigación hará posible realizar una propuesta de mejora en otras vías similares, con el propósito de establecer las causas del detrimento. Se considera un antecedente que orienta la acción y previene el error.

Como antecedentes nacionales, se tiene a Huamán (2016) de la Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería civil. Escuela de Postgrado (Lima). Con su tesis titulada: “La deformación permanente en las mezclas asfálticas y el consecuente deterioro de los pavimentos asfálticos en el Perú”. El autor se plantea el Objetivo de Realizar una profunda

investigación bibliográfica respecto a los mecanismos que originan la permanente deformación del pavimento asfáltico, analizando las raíces del problema, y mostrando los diferentes dispositivos de laboratorio y equipos especiales de campo empleados en la determinación de los problemas. Metodología empleada: Se realizó un análisis bibliográfico de la totalidad de las definiciones descritas referidas a las deformaciones constantes; por lo que se realiza una minuciosa investigación referente a la geología del asfalto y su consiguiente conducta, siendo un elemento componente en una mezcla asfáltica, en la que inter actúa con otros agregados, y más componentes similares. Además, se muestra abundante información referente a las deformaciones constantes, estableciendo las pruebas de laboratorio y los trabajos de campo, enfatizando en los estudios más empleados en el mundo con el fin de ahondar en el conocimiento de las fallas, para que se logre conseguir una mayor durabilidad en el uso del pavimento asfáltico en el país. Se concluye que debido a la accidentada geografía que es característica del territorio nacional, se tienen elevadas temperaturas en diferentes regiones, entre ellas la selva alta y baja; asimismo, toda la franja que compone la costa peruana, que tiene una extensión aproximada de 3,000 km. Paralelo al Océano Pacífico, la temperatura se eleva en el verano, llegando a alcanzar niveles que superan los 40° C bajo sombra.

Debido a estas condiciones, se produce situaciones en las que una carpeta asfáltica se encuentre sometida a elevadas temperaturas, lo cual hace que sea proclive a la falla por deformaciones permanentes, producto de la susceptibilidad térmica, que se explica por reacciones químicas que se presentan en la carpeta asfáltica.

Antecedente Local: Aguilar (2015) en su estudio realizado para la Universidad Nacional del Santa, Departamento de Ingeniería Civil (Nuevo Chimbote) titulado: “Evaluación de fallas en pavimentos flexibles en la Urbanización Bella mar I Etapa – Nuevo Chimbote, 2004.” Que tuvo el objetivo de establecer los factores que condicionan el deterioro del pavimento flexible en la urbanización Bella mar; la metodología empleada en el estudio consideró como prioridad el análisis documentario y el trabajo de campo. Se realizó un profundo análisis y una exhaustiva recopilación de información de datos sobre la materia, que fue reunida con fines de evaluar toda la teoría referente a evaluar las fallas de pavimentos flexibles, para luego comprobar y determinar su validez. La muestra a ser analizada estuvo conformada por determinadas porciones de la carpeta asfáltica, llegando a las conclusiones siguientes: que el diseño del pavimento de Nuevo Chimbote fue realizado considerando un volumen menor

de tránsito y además se construyó en base a la normatividad anterior, y al transcurrir los años, el dinamismo económico sostenido y el incremento del comercio hizo que se incrementara el tránsito de vehículos, lo cual ha influido en que se deterioren estos pavimentos.

En lo que respecta las teorías existentes sobre el uso de determinados pavimentos, se establece que se compone de varias capas, conformadas por diferentes materiales apropiadamente escogidos, y que se caracterizan por recibir las diversas cargas que se le apliquen. Estas capas que conforman los pavimentos deben de ser previamente compactadas, consiguiendo así, que la densidad este de acuerdo a los requisitos reglamentados. Las capas van a interactuar en su conjunto en los lugares que las cargas son transmitidas por la carpeta asfáltica y son distribuidas en las capas que constituyen la subbase y la base, conformando una estructura consistente y continua (Braja, 2017, p. 05).

Capas que conforman los pavimentos flexibles. En relación a las capas conformantes que comprende un pavimento flexible, son: las mezclas asfálticas que constituyen la capa de la superficie, que también es conocida como carpeta de rodadura; la misma que está constituida por líquidos bituminosos y agregados pedregosos. La base, conformada por la capa al interno, que se ubica en medio de la carpeta de rodadura y la sub base, está constituida por materiales de cantera, esta base está trazada con la finalidad de poder resistir los esfuerzos recibidos por dichos pavimentos. La sub base se ubica en la zona intermedia, entre la base y la subrasante. Esta parte del pavimento se debe diseñar con la finalidad de poder suministrar un cimiento adecuado para la base, que evite que la subida del agua se escurra por la superficie. Finalmente, se encuentra la llamada subrasante, esta capa se encarga del soporte de la totalidad de la estructura que conforma el pavimento (Carthegesu, 2016, p. 45).

Proceso Constructivo del Pavimento Flexible. En lo relacionado a los procesos constructivos de todo pavimento flexible, se realiza primero un corte hasta alcanzar el nivel de subrasante y luego se debe de realizar la compactación de esos suelos con la finalidad de poder colocar el pavimento, conforme a la subrasante es necesario realizar la estabilización a un porcentaje mínimo del 14 % del CBR, de manera que se pueda instalar la carpeta de subbase, esta capa se compone de materiales granulares zarandeados, conteniendo un porcentaje de finos, con la finalidad que se impida a la humedad que pueda ascender, se realiza de acuerdo a un pertinente alineamiento y con los niveles que corresponden y de acuerdo al diseño de

grosos. Se instala la base constituida por una carpeta estructural de materiales granulares, que puede ser grava o piedras, con su adecuada granulometría, realizándose el concerniente alineamiento y con el nivel correspondiente, de acuerdo al diseño de espesores. En lo concerniente a la imprimación, esto corresponde a una película o lámina que existe en la subrasante o en se coloca en la porción superior de las subbases (Miranda, 2010, p. 75).

Asimismo, se suministra y aplica un riego de asfalto, de poca viscosidad, la que se riega encima de la base granular, en todos los tramos a ser pavimentados, que ha sido previamente preparado, respetando las especificaciones y conforme a los que se especifica en los planos. La imprimación o riego de asfalto, cubre y liga las partículas minerales dispersas en toda la superficie de las bases, las endurece o logra reforzar esta superficie de las bases, impermeabiliza las superficies de las bases taponando los vacíos capilares o inter conectados, suministra adherencia entre las bases y las mezclas asfálticas. La carpeta asfáltica en caliente. Que consiste en colocar una capa en la superficie de rodadura, compuesta de una mixtura o aleación compactada de agregados minerales y materiales asfálticos, edificada sobre las bases, las que deben estar apropiadamente compactadas e imprimadas. La capa de rodamiento está construida de pavimento flexible, y consiste en una capa hecha con mezcla bituminosa en caliente, que se prepara con cemento asfáltico de 2" de grosor. La dosis o fórmula de las mezclas de concreto asfáltico, como también del régimen de temperatura de mezcla y de colocación, que pretenden ser utilizados, deben ser expuestos a los supervisores, se lanado la cantidad y el porcentaje definido y único, (Ameratunga, 2015, p. 76).

Todo pavimento flexible “están formado por cemento asfáltico, que son materiales cementantes de coloración similar al café oscuro, de firmeza sólida o semi sólida, en los que sus primordiales componentes es el betún o una mezcla de hidrocarburos, que se encuentran en la naturaleza como tales o es obtenida en una refinería de petróleo. Se menciona sobre el asfalto, que se compone de materiales bituminosos, por su contenido de bitumen, son hidrocarburos solubles en disulfuros de carbono (Arias, 1999, p. 17).

Asimismo, están conformados por una capa bituminosa, que se apoya encima de dos capas no sólidas, conformadas por la base y la subbase, las que se conforman por materiales que deben tener las características especificadas. Obviamente, que los componentes que le dan calidad de estas carpetas, disminuyen a medida que se profundizan más, (Bowen, 2017, p. 17).

Las principales especificaciones a considerarse su cumplimiento en los pavimentos flexibles son: resistencia estructural, todos los pavimentos deben ser capaces de poder soportar la carga generada por el tránsito de vehículos, con la finalidad de conseguir que el desgaste o el deterioro sea lento y progresivo, a fin de que se pueda asegurar el cumplimiento del ciclo de vida establecido en el expediente. Las causas de fallas en estos tipos de pavimentos, con mayor tolerancia son los esfuerzos cortantes. Pero, además se provocan esfuerzos añadidos originado por la velocidad y el constante frenado de los carros, asimismo, por el esfuerzo de tensión en el nivel superior de las estructuras que se deforman estas de manera vertical producto de las cargas que tiene que soportar. Del mismo modo, los pavimentos se encuentran sometidos a cargas causantes iterativas. Éstas cargas logran afectar a largo plazo, las resistencias de las capas de relativa dureza, que en un pavimento flexible sería especialmente las carpetas y las bases estabilizadas, en las cuales se da la posibilidad de ocurrencia de algún fenómeno de fatiga. Finalmente, la alternancia de carga puede ocasionar la fractura de los granos de los materiales granulares, alterando las resistencias de estas carpetas (Chávez, 2015, p. 17).

Deformabilidad, se refiere a los niveles en los que se pueden deformar los pavimentos, los mismos que se deben controlar, ya que constituyen una de las más importantes causas de fallas en las estructuras, cuando la deformación es de carácter permanente, los pavimentos dejan de desempeñar las funciones por las que fueron construidas. Por lo general ocurren dos tipos de deformaciones en todas las vías: elástica (recuperación inmediata) y plástica (permanente) (Fredlund, 1993, p. 17).

Durabilidad, se presenta cuando una vía que debe tener un ciclo de vida largo, y en una condición aceptable, no solamente logra evitar que se tenga que construir una nueva arteria, pero, asimismo, la contrariedad entre la población que usa estas vías, de ver interrumpido el tráfico (Giancolli, 2018, p. 17).

Los costos, es pertinente encontrar una ponderación entre los costos que conlleva la edificación inicial y el posterior mantenimiento que necesariamente tiene que realizarse en las carreteras. Igualmente, en los costos se consideran la durabilidad y que se puedan disponer de los materiales necesarios para las estructuras. Se considera entre los costos a las sub-rasantes, las sub-bases, las bases, estas últimas son componentes de la estructura, que, debido a que se encuentran unidos con las superficies, tienen como finalidad la distribución

de la carga del tráfico a las sub - rasantes, y finalmente, se encuentran las carpetas asfálticas, en las que se exteriorizan la totalidad de mezclas asfálticas usadas en todo pavimento, que están conformadas por grava, arena y cemento, se puede encontrar cemento asfáltico, emulsiones o asfalto cortado (Grasso, 2016, p. 23).

Carpeta asfáltica, está referida a la capa superficial de las estructuras. Tienen algunos roles principales: sirven a manera de superficies para lograr un rodamiento parejo y firme, que permita un tránsito fluido, hacer impermeables las estructuras para impedir siempre que sea posible la percolación de las aguas a la parte interna del pavimento, y obviamente que resista el esfuerzo producido por la carga aplicada, (Sobhan, 2016, p. 21).

En lo referente a la base. La tarea fundamental de una base, es suministrar un componente duro que sea capaz de transferir el esfuerzo producido por el tránsito vehicular, hacia la subbase y la subrasante, con la apropiada intensidad, logrando de esta manera la reducción del grosor de la carpeta de rodamiento, que demanda mayores costos. Un aspecto esencial en la construcción de la base, se refiere a los materiales que fueron empleados, éstos deben ser friccionantes y que contengan vacíos, para lograr asegurar las resistencias correctas y la persistencia de la base en un buen periodo, bajo contextos externos, como pueden ser los contenidos de agua (Smith, 2013, p. 17).

La Subbase especialmente desempeña una función de ahorro, porque en su construcción se utilizan materiales de baja calidad, en una buena proporción, considerando el grosor del pavimento. Por lo que, de acuerdo a la calidad y los costos de los materiales disponibles, es posible emplear solamente base, o subbase y también base. Cuando se construye una subbase, es posible que el grosor final de la carpeta sea mucho mayor, sin embargo, de todas formas, resulta en un diseño muy ahorrativo. Asimismo, se puede utilizar a manera de una capa de transición, debido a que se desempeña a manera de filtro, que logra separar a la base de las subrasantes, evitando que los finos puedan penetrar en la primera capa y la dañe en su estructura. Esta subbase contribuye en el control de los cambios en los volúmenes que pueden llevarse a cabo en la subrasante, originados por fluctuaciones en sus contenidos de agua o al cambio de temperaturas. Asimismo, la deformación sería absorbida por la subbase impidiendo que se logren reflejar en la carpeta asfáltica. En relación a su resistencia, desempeña las mismas funciones que las carpetas superiores, de transferir el esfuerzo a la

subrasante. Finalmente, por medio de esta capa es posible realizar el drenaje del agua e imposibilitar la elevación capilar (Suvakugan, 2015, p. 23).

Al mismo tiempo, en la etapa de edificación es posible usar algunos procedimientos tales como: la capa de sellado, la misma que es colocada sobre la capa del asfalto con la finalidad de que la superficie se impermeabilice, el riego de liga y la capa de imprimación, ambas se emplean con el fin de servir el aseguramiento de que se adhiera el asfalto antiguo y el asfalto nuevo (el riego de liga), y asimismo, para la adherencia del material granular y la mezcla asfáltica, que debe ser colocada sobre la segunda capa (Gamboa, 2016, p. 25).

En lo que concierne a los componentes del diseño de pavimentos flexibles en la cimentación de un pavimento se considera al índice de tránsito. Que constituye el componente más relevante, y que es considerado como el factor determinante al momento de diseñar el pavimento, por lo que se debe establecer el flujo de coches; por lo tanto, señalar la variedad de vehículos que van a transitar por la vía a pavimentar, de acuerdo a lo que establece el Reglamento Nacional de Vehículos, y determinar la frecuencia de circulación. Igualmente, luego que se obtenga estos datos se torna indispensable establecer la tasa de crecimiento del flujo, para poder realizar las proyecciones del flujo vehicular en los años futuros, los mismo que están contenidos en el proyecto. Los flujos vehiculares se expresan manejando un parámetro llamado ESAL (Equivalent Single Axle Load) o denominado como equivalente de carga de eje simple, en él es considerado un eje simple que equivale a 18 kips. El parámetro utilizado simboliza los efectos dañinos que produce un vehículo en el pavimento. O también representa el valor del consumo fatigado y los daños debido a la erosión, si se usa el método denominado PCA (García, 2014, p. 33)

Por otro lado, los vehículos se catalogan de acuerdo al Reglamento Nacional de Vehículos, que considera en su clasificación el número y la clasificación de ejes del vehículo (simple, tándem o trídem), igualmente el peso máximo autorizado para cada vehículo. El peso bruto máximo autorizado para un vehículo es 48 toneladas. También, el peso máximo autorizado por eje es: Eje simple: 7 toneladas de rueda simple y 11 toneladas de rueda doble. Eje tándem: 12, 16 y 18 toneladas. Eje trídem: 16, 23 y 25 toneladas.

A partir de esta categorización se obliga a respetar el flujo de vehículos por tipo que fluyen por las pistas, acorde a la clasificación que es previamente establecida y al número de vehículos que transitan. Todo lo cual es de relevancia, ya que porque en función del peso

que soporte un eje se le debe asignar el correspondiente factor destructor de la vía y de esto estriba el tipo de pavimento a ser utilizado (Gutiérrez, 2015, p. 34).

Con el propósito de establecer la cantidad de ejes similares que se van a presentar en ciertos tramos, en primer lugar, es preciso homogeneizar el tipo de vehículo que circula bajo un mismo criterio. El estándar establecido se representa por un factor equivalente de peso por cada eje, asumiendo una base de eje de 18 kip u 80 kN. Este factor es el llamado factor destructivo. Todo eje que tiene un determinado tipo de vehículo posee un determinado peso el mismo, podría ser similar o disímil de la carga patrón. Considerando que se norma por el reglamento vigente, estos son desiguales, aquí surge la necesidad de poder aplicar los factores. Asimismo, y en función al tipo de pavimento a emplear, coexisten 02 formas en el momento de valorar estos factores. Si los pavimentos son flexibles, se utilizará la valoración proporcionada por el Instituto del Asfalto, por el contrario, si el pavimento es rígido se utiliza los valores de la AASHTO. Para el procedimiento de determinación los parámetros del diseño, es necesario previamente obtener el flujo medio de tránsito diario anual (IMD) del tramo considerado, el porcentaje de crecimiento (r) y los factores de carga equivalentes por eje en todos los vehículos, (Juárez, 2017, p. 42).

Los mismos que son: Factor de distribución direccional (D). El de carril (L). Período de diseño (Y) y de crecimiento (G).

Entre los factores de diseño, asimismo, se tiene, el estudio de suelo, este ensayo es necesario para determinar el material granular que va a servir de base o subbase. También, para encontrar el parámetro de diseño de mayor importancia, el módulo de resiliencia de la subrasante, que es posible hacerlo mediante la correlación considerando al CBR del terreno nativo (López, 2014, p. 18).

La demanda de tráfico es algo realmente necesario que todo Ingeniero requiere saber con concierne y bastante exactitud, con el fin de realizar los planes y diseños exitosos de varios de los componentes de la vialidad, vale mencionar de ejemplo el diseño de los pavimentos y también, el de las plataformas de la vía (Minaya, 2013, p. 21).

Se realizan los estudios del tráfico para disponer de datos sobre el índice medio diario anual (IMDA) por cada tramo vial objeto del proyecto. Es provechoso en este aspecto que los

términos de referencia establecidos en los proyectos deban proporcionar la caracterización de cada tramo homogéneo (MTC, 2016, p. 23).

En todo estudio de tráfico es posible encontrar dos contextos: cuando se realizan un estudio para vías que ya existen, y cuando se realizan estudios para vías nuevas, que significa que la vía no existe en la actualidad. La vía es diseñada para cierto volumen de tráfico, el mismo que es determinado a manera de una demanda diaria promedio a atender, al finalizar el período diseñado, computado a manera de la cantidad de vehículos en promedio que utilizarán una pista diariamente en la actualidad y que se incrementará con la tasa de incremento anual, regularmente establecida por el MTC, de acuerdo a las diferentes regiones del país (Miranda, 2013, p. 21).

De acuerdo a la cantidad y a la categorización de los vehículos, es que son definidos los tramos en un estudio, es estos estudios son estimadas las demandas homogéneas para cada uno de los tramos. Debe establecerse las Estaciones de Estudios o Conteo, en algún punto intermedio de cada tramo, siempre considerando la seguridad y considerando lo referente a seguridad social. Para lo cual se debe anotar en una libreta la cantidad y los tipos de vehículos que transitan en ambas direcciones, marcando la hora en la que el vehículo pasó por dicha Estación. Para lo cual se debe contar con una libreta anticipadamente confeccionada, que ayude a realizar los conteos, en función a los datos que son recopilados y la hora en la cual fue realizado el conteo. Así se van a totalizar el conteo por hora, por volumen, por tipo de vehículo, por sentido, etc. De acuerdo con el conteo realizado se determina las diferenciaciones de la demanda, por horas, por sentido del tránsito y, asimismo, de la sumatoria del tránsito en los dos sentidos. Igualmente se establecen las horas de mayor demanda. Pueden ejecutarse conteos durante las 24 horas seguidas. Sin embargo, si se llega a conocer las horas de máxima demanda, se debe contar por períodos menores (Reyes, 2015, p. 21).

Con los datos obtenidos a través del estudio descrito o previamente conocido por estudios previos, que se pueden comprobar con un conteo mínimo, y que puede determinarse, utilizando las proyecciones de esta demanda para el período del diseño, las secciones (ancho) transversales necesarias de la vía a mejorar y los componentes del diseño de este tramo, como son: anchos de la calzada y de la berma de la vía (MTC, 2013, p.31).

Con el propósito de determinar cuánto pesa un vehículo de carga, que resulta indispensable en los diseños del pavimento, se torna necesario concentrarse solo en aquello de tipo pesado, porque son estos los que generan deterioros en las vías; y es necesario que por su impacto sean tomados en cuenta antes de realizar los diseños de pavimentos, especialmente en las superficies de rodadura.

En lo referente al peso de los vehículos y por ejes en los vehículos pesados, específicamente en el tema de vías de baja carga vehicular o transitabilidad. A partir de criterio sobre los diseños de las capas de rodadura únicamente existe utilidad al considerar a vehículos pesados (buses / camiones), se cataloga como vehículo pesado a aquellas unidades que tengan un peso bruto superior a 2.5 Tns. Se estima que los demás vehículos que van a transitar y que tienen un peso menor (motos, autos y camionetas) causan un mínimo impacto en las capas de rodadura, y esta es la razón por la que no son consideradas al momento de realizar los cálculos. El tránsito calculado respecto al año horizonte, se consigna en la Tabla 1 que se encuentra en el Anexo 1 (MTC, 2013, p.33).

Con la finalidad de obtener la variedad de tráfico que va a circular en el tramo investigado, se realizó estos estudios: Identificar los “sub tramos homogéneos” de la demanda. Conteo de las unidades vehiculares en lugares acordados con la autoridad, y por un tiempo pequeño de tres días (1 día de la semana + sábado + domingo), en una época en la que se estime es una semana de normal tránsito. El conteo fue volumétrico y clasificado por clase de vehículo. Los diseños de pavimentos flexibles incluyen la superficie de mezcla asfáltica. La idea en el diseño de pavimento flexible es establecer en primer lugar el espesor de toda la construcción, considerando en este caso el volumen del tráfico y también las características de los materiales a emplearse (MTC, 2013, p.33).

La metodología “AASHTO-93” se sustenta en la evaluación del número estructural global “SN” respecto a la capa subrasante, para lo cual se tiene que aplicar la respectiva ecuación, (MTC, 2013, p.33).

Asimismo, el Módulo de Resiliencia es un indicador sobre cuán rígido es el suelo de subrasante, para realizar los cálculos, se emplea una ecuación, que se encuentra correlacionada con el CBR, y que la recomienda la Mechanistic Empirical Pavement Design Guide.

Sobre el nivel de confianza o confiabilidad (% R), este indicador se sustenta en las probabilidades y depende de la manera en la que varían los otros componentes que inciden en las estructuras de los pavimentos y la conducta de los mismos; pero, existen otros componentes a considerarse, así se tiene a la calidad de la cimentación, las circunstancias climáticas extra ordinarias, el comportamiento del incremento del tránsito de vehículos pesados, superior a lo estimado y otros elementos, los mismos que va a incidir en la reducción de la vida útil calculada de los pavimentos (Solminihac, 2018, p.25).

En resumen, a mayores niveles de confiabilidad se incrementarán el grosor de las estructuras de los pavimentos diseñados. En la Tabla 03 se consignan los valores del nivel de confianza “R” acorde a los tipos de vías (Reyes, 2013, p.25).

Desviación Estándar (S_o), son valores que toman en consideración la variabilidad deseable respecto a las predicciones sobre el incremento del tráfico y de otros elementos que perturban el comportamiento de los pavimentos. La Guía AASTHO señala que se deben acoger en caso de un pavimento flexible, un valor de S_o que esté comprendido entre 0.40 y 0.50 (Tuladhar, 2017, p.26).

La Desviación Estándar Normal (ZR) señala los valores de la confiabilidad escogida, para una serie de datos con una distribución normal. El valor de ZR en una curva de Gauss para diferentes niveles de Confiabilidad (Vásquez, 2014, p.26).

El (PSI) representa el Índice de Serviciabilidad, que explica la comodidad de tráfico brindada a los usuarios. Sus valores varían de 0 a 5. Un valor igual a 5 manifiesta la superior comodidad en teoría, y lo contrario, valores cercanos a 0 reflejan baja comodidad. En circunstancias en que las condiciones de las vías decrecen por el deterioro, el PSI obviamente que decrece. Esto se conoce como la clasificación del índice de serviciabilidad (Verruijt, 2017, p. 27).

En resumen, el índice de serviciabilidad es calificado entre 0 (pésimas condiciones) y 5 (condiciones perfectas). Con el fin de que un diseño de pavimentos deba ser asumido en la serviciabilidad de inicio y la serviciabilidad final; la situación inicial depende de manera ineludible del profesional que realizó el diseño de la estructura del pavimento y está referida a la calidad con la que se realizó la construcción de la vía; la situación final está en función de la clase de vía y es adoptado de acuerdo al juicio de quien lo diseña (Vivar, 2015, p. 267).

Serviciabilidad inicial. $P_o = 4.5$ para pavimentos rígidos, $P_o = 4.2$ para pavimentos flexibles, Serviciosibilidad final, $P_t = 2.5$ o mayores para vías principales, $P_t = 2.0$ o mayores para vías de tráfico menor.

Número estructural requerido (SN), es un número genérico, mediante el cual se mide la resistencia de las estructuras que componen los pavimentos requeridos, se basa en la combinación otorgada al soporte del suelo de la subrasante, del tráfico, de la serviciabilidad final y de los contextos del medio ambiente.

Los datos conseguidos y tabulados son aplicados en la ecuación de diseño AASTHO para obtener el Número Estructural, que señala el espesor general de los pavimentos a ser colocados y que deben ser transformados al espesor real de cada una de las carpetas que lo van a constituir, o sea las capas de rodadura, de base y de subbase, a través del uso del coeficiente estructural (MTC, 2016, p.54).

En realidad, no es recomendable que deban ser colocadas capas con grosores inferiores a los mínimos establecidos, ya que las capas de mayor espesor que el mínimo requerido son más estables. Comúnmente se especifica, valores mayores en el grosor de las capas, con la finalidad de conservar las estructuras de los pavimentos en mejores condiciones, con el fin de poder absorber el efecto que son producidos los suelos expansivos (MTC, 2016, p.54).

En situaciones en que sean utilizados, como capas de rodadura, procedimientos superficiales, se recomienda que se evite de considerarse como un aporte estructural a esta capa; sin embargo, tienen grandes efectos en la base y subbase, porque logran impermeabilizar la superficie y evitan el ingreso de agua a las estructuras del pavimento (Wang, 2018, p. 14).

En relación a los valores de espesores mínimos propuestos para una capa asfáltica y base granular en relación al tráfico. Estos valores mínimos están en función de la práctica local y están condicionados el poder ser usados; un diseñador puede considerar necesaria su modificación hacia arriba de los espesores mínimos, en razón a experiencias observadas; siempre los valores deben de sugerirse y ser considerados su uso teniendo en consideración que es una capa asfáltica sobre bases granulares sin tratamiento (Williams, 2018, p. 20).

Con sustento en las capas granulares sin tratamiento, debe estar protegida a la perfección de presiones verticales enormes, que consigan causar una deformación permanente. Con la

finalidad de impedir el surgimiento de deformaciones excesivas, todo material debe ser seleccionado considerando las capas: superficies de rodadura, bases granulares y subbases con buen CBR. Se debe conocer el módulo de resiliencia de cada uno de los materiales empleados (Zans, 1975, p.38).

En lo que respecta a Patologías en el Pavimento Flexible, la patología es estudiada por una ciencia que se orienta a describir los daños que se producen en cada capa, de manera individual y conexas, se dedica a identificar y detectar los diversos problemas que podrían ocasionarse en las estructuras de los pavimentos (Zans, 1975, p. 14).

Evaluación del pavimento. Se entiende que se debe realizar en las vías principales y las vías accesorias, mediante un estudio del PCI “Índice de condición del pavimento” que se realiza mediante el llenado de un instrumento de averiguación visual detectando los deterioros existentes en las estructuras del pavimento, este índice se expresa en niveles los que son calificados en severo, regular o leve. En las normas del ASTM 5340.98 se encuentra detallado todo lo referente a daños en un pavimento (Vásquez, 2014, p. 28).

Evaluación de los pavimentos. Se encuentran contenidas en un conjunto de tipologías en los factores patológicos, y son: Patologías mecánicas, Físicas y Químicas (Vásquez, 2014, p. 28).

Las Patologías físicas. Este tipo de patologías son originadas por constituyentes relacionados al clima, entre los que se pueden citar a la condensación de la humedad, las heladas, la intemperie, etc. Estos elementos se filtran a la parte interna de las estructuras de los pavimentos, ocasionando la existencia de agua, esto causa lo que es conocido como erosiones superficiales de los pavimentos, lo cual origina hundimientos, desniveles de los carriles, baches, ahuellamientos, desplazamientos, cortes y corrugación (Zhang, 2017, p. 35).

También las patologías mecánicas: tienen origen mediante cada máquina pesada que mantienen carga excesiva de vehículo en un pavimento que fue desarrollado con una resistencia vehicular de mínima transitabilidad y que muestran daños como deterioro estructural de dicho pavimento. Así mismo estos determinantes mecánicos presentan excesivo peso que ocasiona la deformación del pavimento donde se presentan las siguientes fallas: piel de cocodrilo, fisura, fisura de borde, fisura de reflexión en las juntas, fisura transversal y longitudinal, deslizamiento (Zhanping, 2018, p. 35).

Análisis granulométrico Mezcla Asfáltica, es la cuantificación de materiales bituminosos en muestras de mezcla asfáltica en caliente, adicional a esto el agregado obtenido de la recuperación de asfalto puede ser utilizado para la prueba de separación por tamices o mallas en un análisis de granulometría (ASTM 2172, 2007, p. 1).

Las patologías químicas; se presentan por elementos como sales o ácidos en el pavimento. Generando un proceso de corroerse en el pavimento y desprendiendo continuamente la estructura erosionada de forma superficial, de manera que se realiza la exudación de los materiales, peladuras y desprendimiento de agregados (Vásquez, 2016, p. 35).

El índice de tráfico, también denominado índice de tránsito es una cuantificación que brinda el comportamiento de tráfico en un lapso de tiempo en base a un área vial, dando paso dicho método a formular un tiempo útil de vida del pavimento flexible, donde la relevancia recae en calcular la cantidad de cada modelo de vehículo, tomando como base los ejes con el intervalo de tiempo. También dicha cuantificación se denomina promedio de vehículos por un intervalo de horas, semanas, etc. Concluyendo la medición en un índice diario de forma anual (Chávez, 2015, p. 36).

Las propiedades físicas de un área, para el desarrollo del pavimento se debe hacer un reconocimiento del terreno, y definir los ejes donde se ejecutará las calicatas para mantener una percepción geotécnica del área de acuerdo a la normativa ASTM D-420. Donde la profundidad de excavación debe ser de 1.5, en base a un análisis ocular de cada pared (Gutiérrez, 2007, p. 26).

El procesamiento granulométrico se basa en separar cada partícula mediante tamices que es estructurado en columnas y donde queda dispuesto mediante los espacios pequeños en las rejillas, de manera que se pueda estratificar el área. El ensayo es esencial para definir las capas del pavimento. Se distribuye los tamices de mayor a menor tamaño para el zarandeo que será la cuarta parte de los extraído del área (Minaya, 2004, p. 47).

Límite de Atterberg, se entiende como la separación limitante del líquido y el plástico, que se presenta mediante la extracción de una muestra de las calicatas que fueron tamizadas con malla N° 40, donde el material es manipulable por su grado de humedad que genera mejor manejabilidad y ensayar en copa grande y el rodillo, de donde en cada porción se tiene

humedad dando una diferencia entre ambos, finalmente dando el índice de plasticidad (Minaya, 2004, p. 47).

Las propiedades mecánicas del área, se aplica en cómo se comporta de forma interna el material, dando propiedades como densidad, resistencia, resiliencia, que son obtenidos con instrumentos como maquinarias con calibración y graduación precisas.

Densidad del área, que da como resultado el estado compacto del área de estudio. Su proceso cuantificado es la cantidad de masa que representa el volumen en un ensayo de Cono de área, permitiendo una eficiente acumulación de humedad con que se desarrolló sobre la masa que tiene el volumen en el cono ajustado de forma pesada en el medidor electrónico balanza (Juárez, 2011, p. 15).

La prueba de Proctor se presenta en la calidad de compacto que presenta el material en una diversidad de índices de humedad generando una conexión con la acumulación de humedad de manera que la se correlacione dando mayor compactación, esta prueba se pone en marcha en un molde de acero estratificada en niveles de capas del material que son compactadas con 25 golpes hasta la abertura (Juárez, 2011, p. 15).

La prueba CBR se pone en ejecución para identificar el nivel de resistencia del área para la pavimentación. En base a la densidad de trabajo se mide el nivel de resistencia mediante el CBR entre el 9º y 100% de ingreso estandarizado dependiendo del área cohesivo, dando como resultado si es compacto o no, también si es resistente o no en la clasificación (Juárez, 2011, p. 15).

Se sustenta la justificación de la investigación frente a la necesidad de identificar las deficiencias que causan las fallas asfálticas en Avenida Anchoqueta vía alterna; en este estudio se enmarca sobre un pavimento flexible, siendo una de los elementos de gran relevancia para el uso del transporte en todo el Perú, pero donde estas fallas generan problemas de libre tránsito vehicular o generan accidentes con pérdidas humanas.

También, la investigación permitirá establecer la clasificación de la falla en la Avenida y grado de afectación, el tipo y causas que generan la deficiencia, así mismo de forma seguida se diseñara una solución como una mejora en propuesta, tomando un punto de la realidad, desde la parte económica hasta el uso de materiales de alta calidad.

El sustento sustentó científico, técnica y humanística donde se ha establecido los problemas que generan el deterioro del área asfáltica como los elementos intervinientes, que generan la deficiencia constructiva que generan los factores externos del deterioro (Daniel, 2009, pág. 54).

El problema formulado es ¿Cuál será el resultado de la Evaluación del pavimento flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa comprendida entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote?

Se estableció el objetivo general: Determinar la Evaluación del pavimento flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa comprendida entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote- Propuesta de Mejora.

Seguidamente se dispone los objetivos específicos: Determinar la Evaluación del pavimento flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa comprendida entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote. Determinar las propiedades Físicas y Mecánicas de los materiales del pavimento Flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas y Argentina de Nuevo Chimbote. Diseñar los espesores en comparación al pavimento existente de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora.

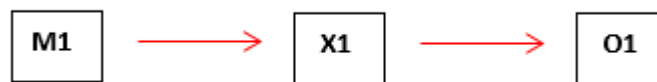
II. MÉTODO

2.1. Diseño de investigación

Se propone un diseño No experimental, donde solo se efectuó la observación del fenómeno a investigar dentro de su entorno natural, para seguidamente ser analizados

2.1.1. Tipo de estudio

Descriptiva – Explicativo, donde se indagó por parte de los tesisistas los fenómenos, de forma que no fueron modificados a su conveniencia e intención



Interpretación:

M1 : Avenida Anchoqueta vía alterna.

X1 : Factores que determinan el deterioro del pavimento flexible mediante la aplicación de instrumentos de Investigación, Ficha técnica y guía de observación.

O1 : Resultados.

2.2. Variables, Operacionalización

Variable: pavimento flexible

Definición conceptual: Se define como material físico estructurado en diversas capas, donde el nivel mal alto es el área de rodamiento, donde tiene propiedades como la textura homogénea, color y compacto para resistir el tránsito. (Risco Rodríguez 2010).

Definición operacional: Es el grupo de componentes físicos que evidencian el pavimento por donde se presencia la transitó de vehículos en una zona establecida de la ciudad.

Dimensiones: Propiedades físicas y mecánicas, Diseño, Factor Climático

Indicadores: Análisis Granulométrica, Límite de atterberg, Lavado Asfáltico, Densidad de Campo, CBR, Espesores, Drenaje respectivamente a las dimensiones.

2.3. Población y muestra

2.3.1. Población

La población está establecida por la vía alterna de la Av. Anchoyeta tomando los tramos entre la Av. Brasil y la Av. Argentina de Nuevo Chimbote, determinado con un área de: 420.35 m y Ancho: 5m igual a 2101.75m².

2.3.2. Muestra

La muestra de la investigación está establecida por la cantidad de calicatas y los ensayos de acuerdo con el manual de ensayo del MTC.

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.1. La técnica fue la observación con ello se obtuvo los datos para el siguiente desarrollo.

2.4.2. El instrumento que se aplicó fue las fichas técnicas o protocolos de la normativa del MTC.

2.4.3. Validación y confiabilidad del instrumento

Las observaciones mediante los lineamientos son validadas de forma científica, de manera que ya no se valida con expertos, ya que dichos lineamientos están basados en normas de AASHTO – ASTM las cuales están incluidas en el MTC. Los protocolos que se usaran se detallan:

Análisis granulométrico (ASTM D 422)

Plástico e I. de plasticidad (ASTM D 4318)

Proctor modificado (ASTMD 1557)

Índice de CBR (ASTM D 1883)

Lavado asfáltico (ASTM D 1723)

La recolección de datos es de acuerdo a la información que esté relacionada con el estudio, donde se usó normativas de nivel internacional, así mismo normativas vigentes de carácter nacional que ya no precisan una validación de juicios de expertos, también de confiabilidad; ya que estas normativas son basadas en investigaciones de equipos de alta especialización en el área, quienes propusieron las normativas especializados ASTM, ASHTO, que en la actualidad son procesos de estándar dentro del entorno del Perú y mundial.

2.5. Procedimientos

Análisis Granulométrico. (ASTM D 421)

Análisis Granulométrico. (ASTM D 421)

Es la asignación de las partículas que se estructura el suelo. Basado en el tamizado, llegando a usar la malla N° 200 (diámetro = 0.074 m.m.), tomando en cuenta que para esta prueba tiene que tener las siguientes características: Usó de una balanza sensible de 0.1%, para la muestra extraída se empleó un tamiz desde 2 ¼” hasta la N° 200. También un horno graduado a una T° máximo de 110° C. Seguidamente contenedores pequeños para disposición de las muestras. Depósitos para el lavado de muestras y se mantuvo los siguientes procesos:

- En el envase se ingresa la muestra extraída con una cantidad de 100 gramos.
- El proceso de secado fue de un T° de 110° en un intervalo de 16 hr. llegando a tener un continuo peso.
- Se efectuó el pesó la muestra de forma natural sin el lavado y se asigna como P1 (peso del material secado en horno). Se hace una diferencia con el peso del mismo, en otras palabras: $P1 = \text{peso (recipiente más la muestra)} - \text{peso de recipiente}$.
- Finalmente, se realiza el lavado de malla N° 200, quitando el material de arcilla que componía el agregado.

Límite de Atterberg o Índice de Plasticidad. (ASTM D 4318)

Esta prueba explica el comportamiento del material plástico respecto a la humedad. De manera que cambian la fluidez de forma viscosa, haciendo uso de la malla 40 de las 2 calicatas que se efectuó en el C1, C2. Seguidamente se empleó 200 gramos extraídos de cada calicata para la prueba. El equipo en uso fueron las Taras, espátulas Copa de casa Grande, Recipiente pequeño, Balanza sensible de 0.01% y un horno de T° 110°C. El proceso a efectuar la pasta ligera en humedad no fue trabajable por presentar una estructura arenosa.

En el estudio, al presentar un área de categoría alta arenosa, la prueba desarrollada no obtuvo información del límite líquido, así mismo con el límite plástico, de manera que la aplicación de esta prueba NO PRESENTA.

CBR “California Baring Ratio (ASTM D 1557)

Esta prueba se hace usó para establecer la resistencia en el corte del área, que presentan una óptima densidad y la humedad mediante la prueba Proctor modificado, teniendo en cuenta que el CBR está establecido del peso aplicado a una carga frente a la penetración

Los instrumentos que se usaron para esta prueba son: un molde de 6'' con diámetro de 7'' y un collar de 2'', un disco espaciador, un martillo de 10 lb., un deformímetro, pesas anulares, presa hidráulica y diversas herramientas.

El proceso para la prueba fue: se empleó 20kg de muestra, a través del material en retención de la malla $\frac{3}{4}$ a N° 4. Se realizó una mezcla uniforme y en cada uno de los 3 se usó diversos golpes de 12, 25,56. Se trasladó el material saturado por 96 hr. mediante un papel filtro, espaciador, deformímetro. Finalmente se evaluó la resistencia en la prensa hidráulica mediante una aplicación de 10 lb de forma que el pistón está asentado. Se adecuo el dial en el acero de la prensa para penetrar a una velocidad estandarizada de 0.05'' /min. Se establecieron mediciones cada 0.0025'' hasta 0.5''. Se extrae la muestra y se establece la información de gabinete.

2.6. Métodos de análisis de datos

El análisis fue de forma cuantitativa, donde se evaluó a nivel descriptivo explicativo donde se identificó cada muestra del pavimentó para ubicar áreas deterioradas del área en base a las pruebas establecidas.

De manera que la información recaba se estableció por los instrumentó estándar brindados por la MTC, que tienen un grado de confiabilidad, es esta forma se desarrolló las tablas y gráficos estadísticos con los datos obtenidos por el procesamiento como son: graficas, donde se establecieron valores para evaluar la hipótesis de la investigación.

2.7. Aspectos éticos

La información que se obtuvo con las pruebas realizadas no fueron manipuladas o modificadas, además se tomaron datos de antecedentes y marco teórico de diversos libros, tesis y normativas estandarizados donde se respetó las autorías de las mismas. Los datos brindados tienen confiabilidad por parte de los tesisistas.

III. RESULTADOS

3.1. De acuerdo al Primer Objetivo: Evaluación del pavimento flexible mediante un perfil estratigráfico de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina del distrito de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora.

CUADRO N° 01 – PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Profundidad (metros)	Tipo de excavación	Muestras obtenidas	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)
			Q.N (gr/cc)	HN			
0.04						Carpeta asfáltica	
0.15	C	M - 1				<p>Arena mal graduada con fino sus granos son de forma angular y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos</p> <p>Condición in situ semi suelta y ligeramente húmeda</p> <p>graves % 25.04 arena% 69.69 finos% 5.27</p> <p>Límite Líquido N.P. Índice de Plasticidad N.P.</p>	SP -SM
0.15	A L	M - 1				<p>Arena mal graduada de color beige claro, sus granos son de forma sub redondeados con presencia de finos no plásticos</p> <p>Condición in situ semi suelta y ligeramente húmeda</p> <p>graves % 5.89 arena% 92.79 finos% 1.32</p> <p>Límite Líquido N.P. Índice de Plasticidad N.P.</p>	SP
1.16	I C A T A	M - 3				<p>Arena mal graduada sus granos son de forma sub redondeada con presencia de finos no plásticos de color beige oscuro con manchas grisáceas.</p> <p>Condición in situ semi suelta y ligeramente húmeda</p> <p>graves % 4.67 arena% 94.15 finos% 1.18</p> <p>Límite Líquido N.P. Índice de Plasticidad N.P.</p>	

Fuente: Laboratorio Geolab

DESCRIPCIÓN: En base a la excavación se demostró mediante la estratigrafía del área donde se da a conocer en el cuadro N° 01, a 1.5 mt. Con niveles en capas en intervalos variables 0.04 m para carpeta asfáltica, 0.15 m (SP y/o SM), 0.15 (SP), 1.16 (SP). Demostrando que el área en estudio presenta arena mal graduada con diversos factores que están establecidos el anterior cuadro.

CUADRO N° 02 – PERFIL ESTRATIGRÁFICO

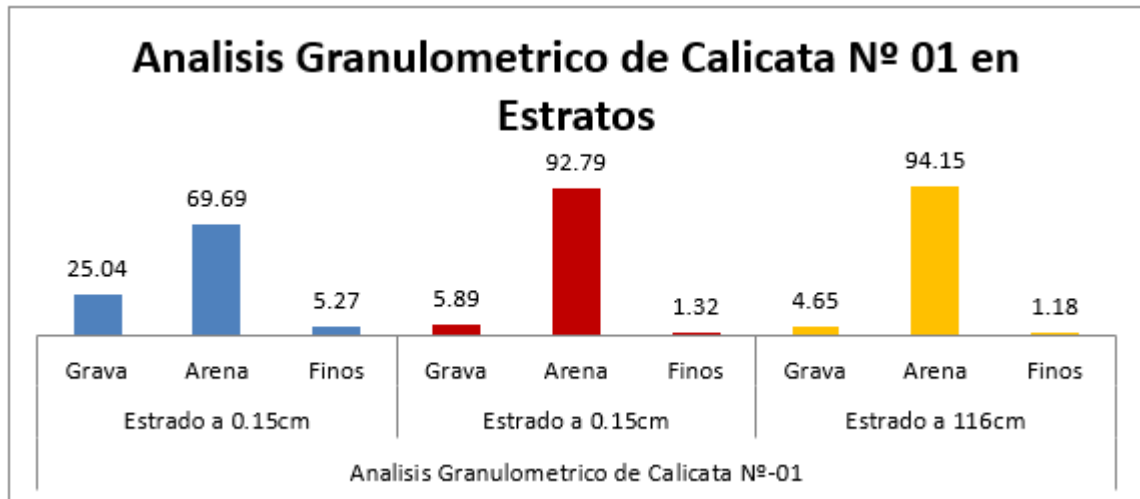
Profundidad (metros)	Tipo de excavación	Muestras obtenidas	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)
			DN (gr./cc)	HN			
0.03					X X X X	Carpeta asfáltica	
0.15	C	M - 1				Arena mal graduada con limo sus granos son de forma angular y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos. Condición in situ semi suelta y ligeramente húmedo granos % 16.76 arena% 77.92 finos% 5.32 Limite Liquido N.P. Índice de Plasticidad N.P.	SP -SM
0.15	A	M - 2			Arena mal graduada de color beige claro, sus granos son de forma sub redondeados con presencia de finos no plásticos. Condición in situ semi suelta y ligeramente húmedo granos % 15.32 arena% 83.48 finos% 1.20 Limite Liquido N.P. Índice de Plasticidad N.P.	SP
1.17	L I C A T A	M - 3			Arena mal graduada sus granos son de forma sub redondeada con presencia de finos no plásticos de color beige oscuro con manchas grisáceas. Condición in situ semi suelta y ligeramente húmedo. granos % 11.37 arena% 87.14 finos% 1.49 Limite Liquido N.P. Índice de Plasticidad N.P.	SP

Fuente: Laboratorio Geolab

DESCRIPCIÓN: En base a la excavación se demostró mediante la estratigrafía del área donde se da a conocer en el cuadro N° 02, a 1.5 mt. en profundo de diversas capas variables en 0.03 m. para carpeta asfáltica, 0.15 m. (SP y/o SM), 0.15 (SP), 1.17 (SP). Demostrando que el área en estudio presenta arena mal graduada con diversos factores que están establecidos en el anterior cuadro.

3.2. De acuerdo con el segundo Objetivo: Determinar las propiedades Mecánicas y Físicas de los materiales del pavimento Flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil Argentina de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora.

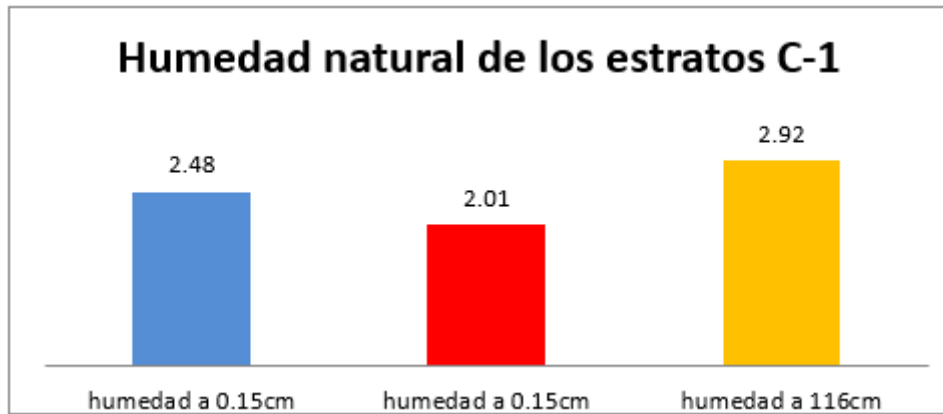
Cuadro de Barras 01: Análisis Granulométrico Estratos C-1



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: De acuerdo con este ensayo con la normativa ASTM D-421 del Cuadro de Barras 01, se estableció que el área en esta investigación es una arena mal graduada (SP). En base a sus estratificaciones, ya que el predominio de sus agregados es la arena con porcentajes (92.79%, 94.15%, 69.69%). Seguido por las gravas con porcentajes (25.04%, 5.89%, 4.65%). Por último, los finos con 5.27%, 1.32%, 1.18%).

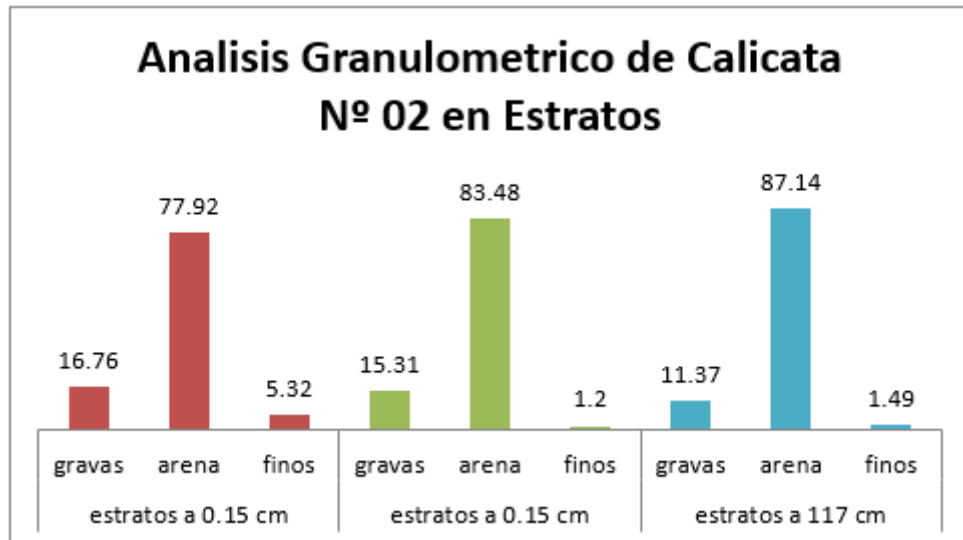
Cuadro de Barras 02: Humedad C-1



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Tal y como se puede apreciar del Cuadro de Barras 02, la humedad presente en la calicata tiene variación baja de 2.01% hasta 2.92%, en base a ello; el predominante es 2.92% a 116 cm de altura.

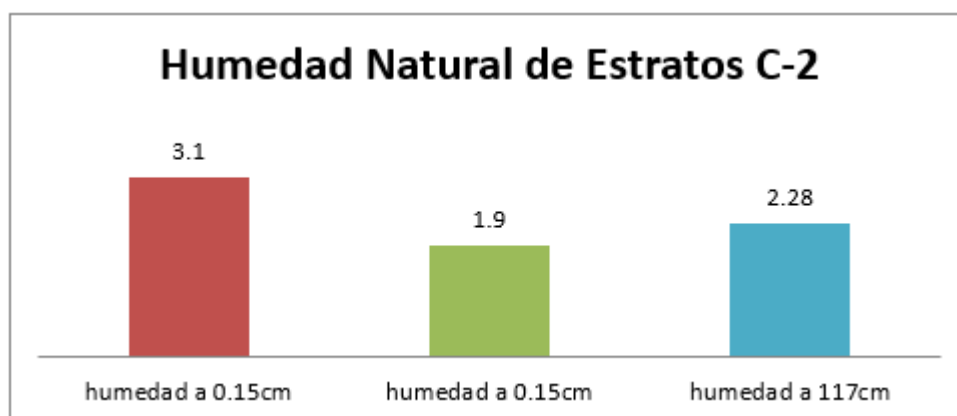
Cuadro de Barras 03: Análisis Granulométrico Estratos C-2



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: En base al ensayo con la normativa ASTM D-421 del Cuadro de Barras 03, se determina que el área en esta investigación es una arena mal graduada (SP). Según las estratificaciones, ya que el predominio de sus agregados es la arena con porcentajes (87.14%, 83.48%, 77.92%). Seguido por las gravas con porcentajes (16.76%, 15.31%, 11.37%). Y por último los finos con (5.32%, 1.49%, 1.20%).

Cuadro de Barras 04: Humedad C-2

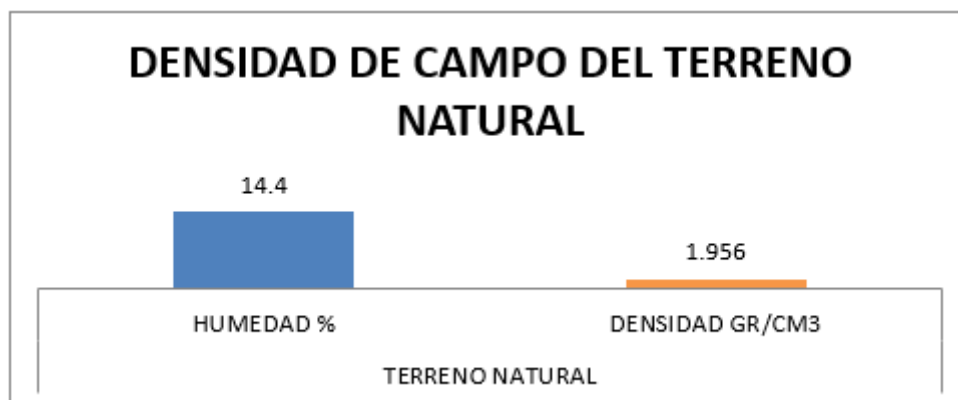


Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Tal y como se puede apreciar del Cuadro de Barras 04, la humedad en esta calicata es baja con una variabilidad de 1.90% a 3.10%, llegando a establecer que el predominante es 3.10% a 0.15 cm de altura.

Se determinó las densidades de campo del área de investigación de acuerdo a la norma del MTC

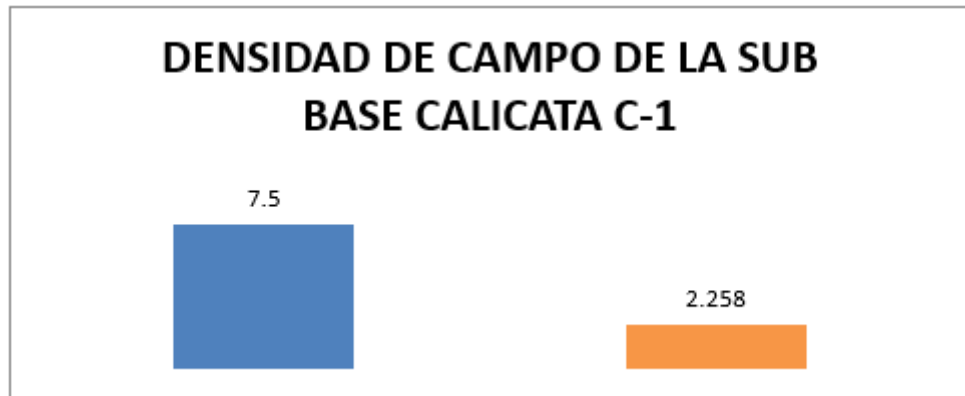
Cuadro de Barras 05: Densidad de Campo del Terreno Natural C-1



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 05, se efectuó un ensayo del área natural y se tomó la densidad de 1.956 gr/cm³, con una óptima humedad de 14.4%. En base a la normativa ASTM D 1556 especializado en el pavimento flexible.

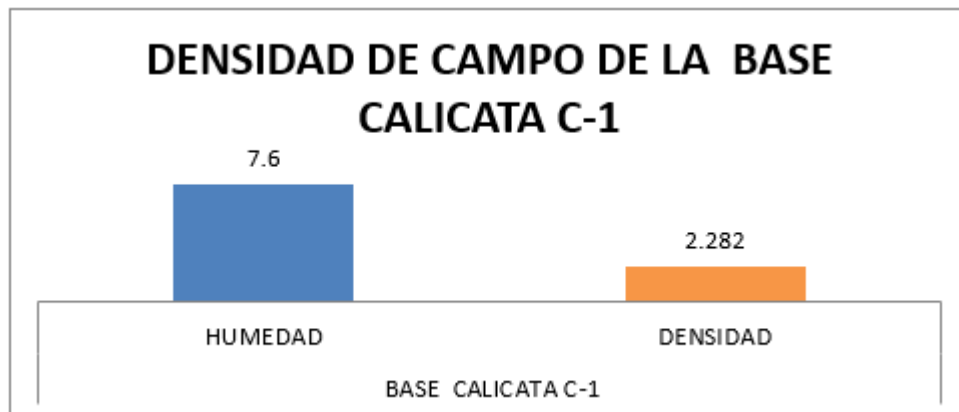
Cuadro de Barras 06: Densidad de área de la Sub Base C-1



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 06, se efectuó el ensayo respecto a la subbase de la calicata C-1 y se tomará como densidad a lo expresado por 2.258 gr/cm³, con humedad relativamente óptima de 7.5%. En base a la normativa ASTM D 1556 respecto al pavimento flexible.

Cuadro de Barras 07: Densidad de Campo de la Base C-1

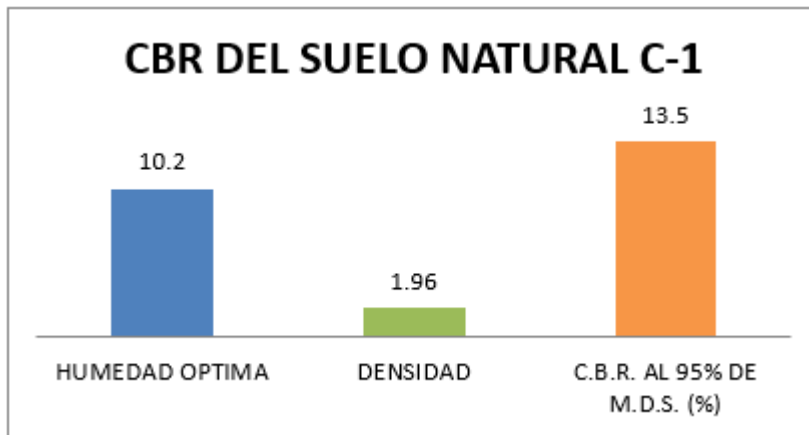


Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 07, se efectuó este a la sub base de la calicata C-1 y se tomó la densidad a lo evidenciado, siendo este 2.282 gr/cm³, humedad óptima de 7.6%. En base a la normativa ASTM D 1556 respecto al pavimento flexible.

Se determinó el Proctor modificado y CBR del Suelo Natural de la Calicata C-1.

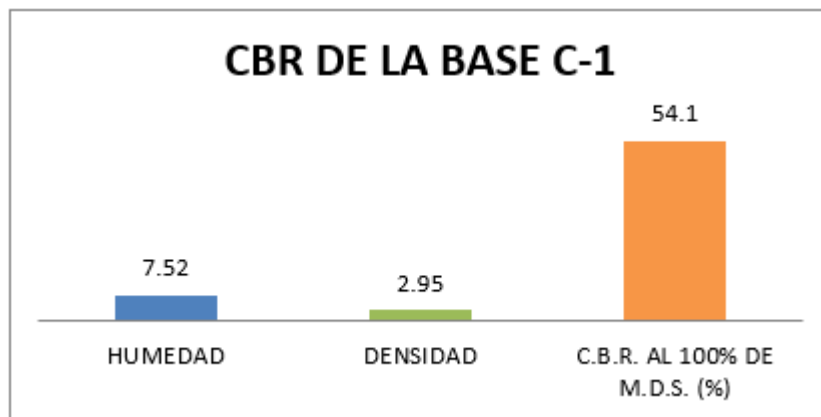
Cuadro de Barras 08: PROCTOR Y CBR DEL SUELO NATURAL C-1



Fuente: Fuente Propio

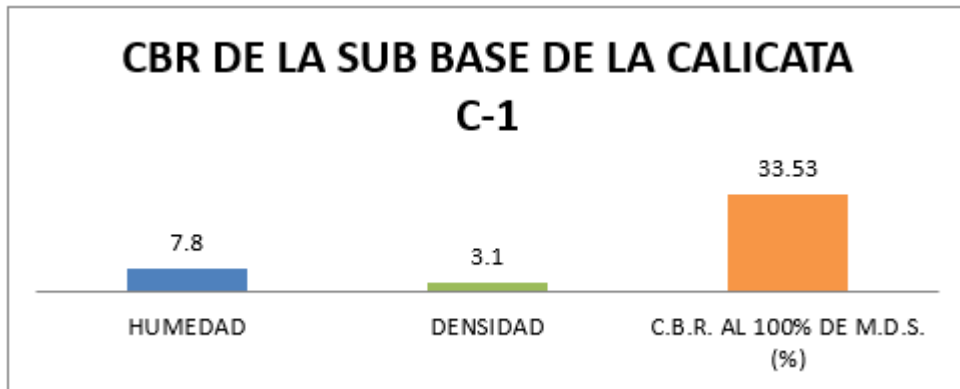
DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 08, en la prueba de proctor modificado de la calicata 1 del área natural, el compacto que se presenta es de 1.96 gr/cm³, con una humedad óptima de 10.2%. Se obtuvo un CBR de 13.5%. Regulados con los lineamientos del MTC.

Cuadro de Barras 09: PROCTOR Y CBR DE LA BASE C-1



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 09, de acuerdo a la normativa MTC, se encontró que el ensayo de Proctor Modificado de la Base en la calicata 1, se muestra el compacto de 2.95 gr/cm³, con una humedad óptima de 7.52%. Teniendo un CBR de 54.1%.

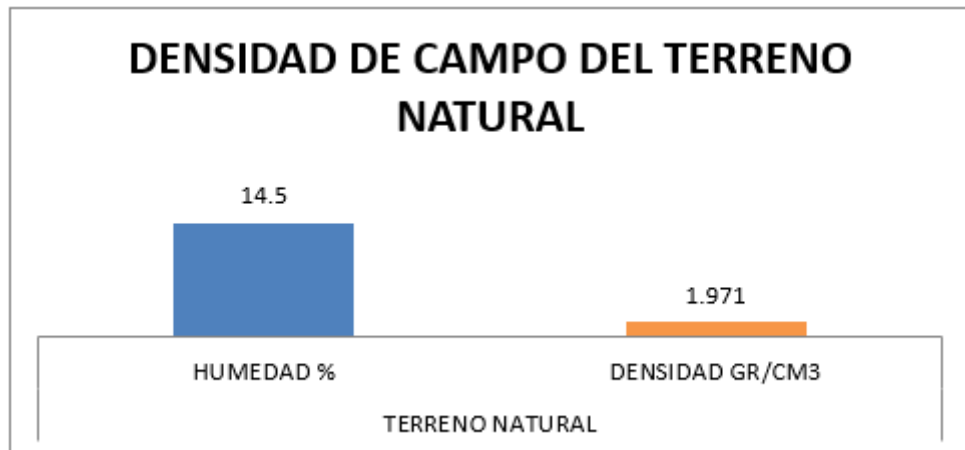


Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 10, en base a las directrices normativas del MTC, se evidencio en el ensayo de Proctor Modificado de la SUB Base en la calicata con una densidad es de 3,1gr/cm³, con una humedad óptima de 7.8%. Se obtuvo un CBR de 32.53%

Se determinó la Densidad de campo de la calicata 2

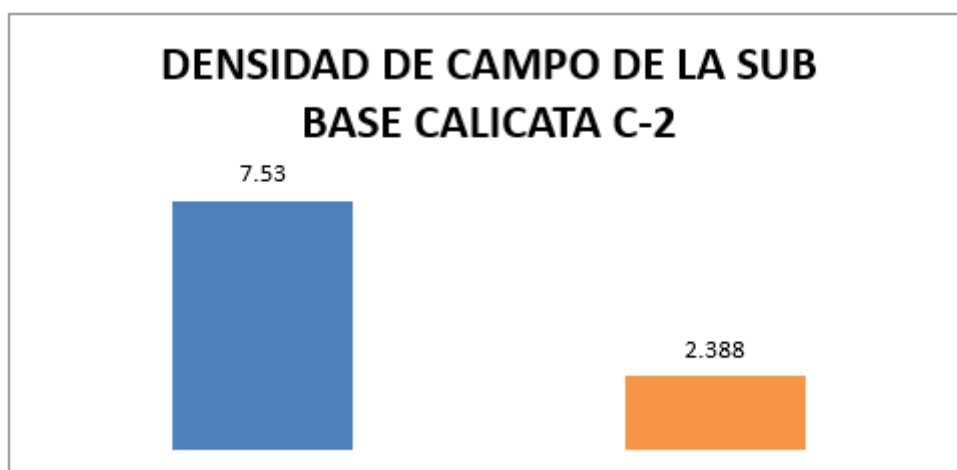
Gráfico de Barras 11: Densidad de Campo del Terreno Natural C-2



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 11, se efectuó la prueba del área natural y se tomó de densidad el resultado de 1.971gr/cm³, con una humedad óptima de 14.5%. En base a la normativa ASTM D 1556 sobre pavimento flexible.

Cuadro de Barras 12: Densidad de Campo del Sub Base C-2



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 12, se efectuó la prueba la sub base de la calicata C-2 y se tomó la densidad de 2.388gr/cm³, con una humedad óptima de 7.53%. En base a la normativa ASTM D 1556 sobre el pavimento flexible.

Cuadro de Barras 13: Densidad de Campo de la Base C-2

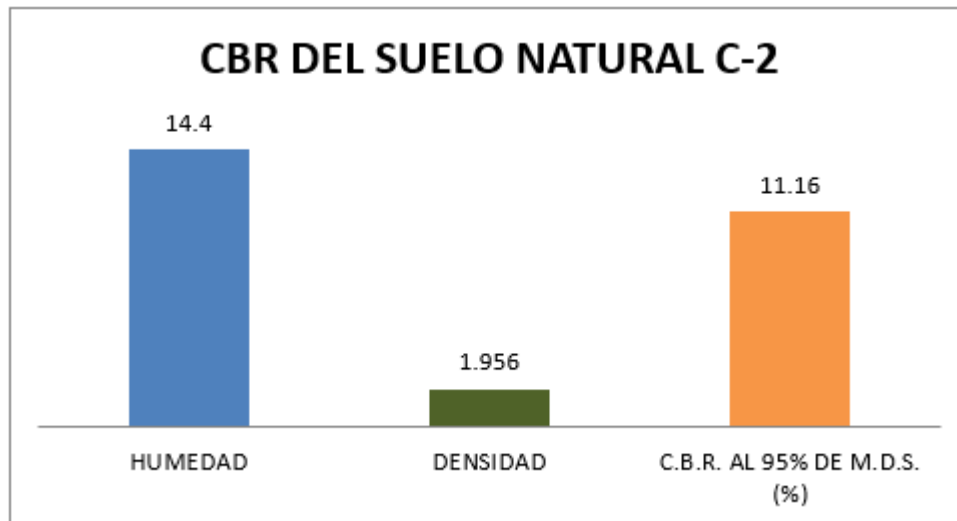


Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 06, se efectuó una prueba a la sub base de la calicata C-2 y se tomó la densidad de 2.522 gr/cm³, con una humedad óptima de 7.62%. En base a la normativa ASTM D 1556 sobre el pavimento flexible.

Se determinó el Proctor modificado y CBR del Suelo Natural de la Calicata C-2.

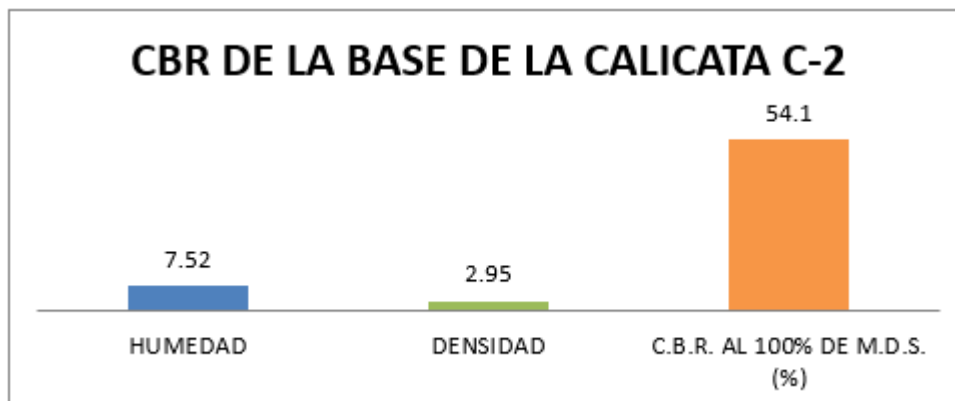
Cuadro de Barras 14: CBR DEL SUELO NATURAL C-2



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 14, en la prueba CBR de la calicata 2 del área natural presento datos de un 11.16% sobre la compactación del Proctor modificado dando el dato de 1.96gr/cm³, con una humedad óptima de 14.4%. todo ello bajo la norma del MTC.

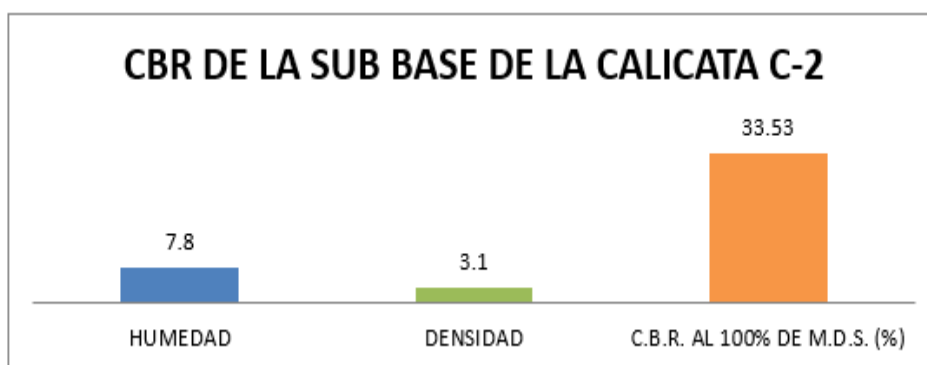
Cuadro de Barras 15: PROCTOR Y CBR DE LA BASE C-2



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 15, en base a los lineamientos normativos del MTC se encontró en la prueba de Proctor Modificado de la Base en la calicata 2 la compactación es de 2.95 gr/cm³, con una humedad óptima de 7.52%. Así mismo se obtuvo un CBR de 54.1%.

Cuadro de Barras 16: PROCTOR Y CBR DE LA SUB BASE C-2



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Del Cuadro de Barras 16, en base a los lineamientos normativos del MTC, se obtuvo en la prueba de Proctor Modificado de la SUB Base en la calicata C-2, la compactación es de 3.1gr/cm³, con una humedad óptima de 7.8%. Así mismo se obtuvo un CBR de 33.53%.

Se determinó el Ensayo de lavado asfáltico para la Calicata C-1 y Calicata C-2.

Tabla N° 01: Análisis granulométrico Mezcla Asfáltica Lavada

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	
Muestra	M- 1
PESO TOTAL (gr) :	1407.64
PESO MUESTRA + ASFALTO (gr)	1460.1
PESO MUESTRA - ASFALTO (gr)	1405
PERDIDA DE ASFALTO (gr)	52.46
PESO FILTRO INICIAL (gr)	14.06
PESO FILTRO FINAL (gr)	16.7
DIFERENCIA DE FILTRO (gr)	2.64
PORCENTAJE DE C.ASF. %	3.59
Grava (%)	40.07
Arena (%)	55.21
Finos (%)	4.70

Fuente: Laboratorio Geolab

DESCRIPCIÓN: Se evidencia que en el lavado asfáltico sobre el tamizado se obtuvo el Peso en Retención y el % Pasante, también se considera el porcentaje de CASF% que es de 3.59%. Así mismo se precisa que la grava representa un 40.07%, arena un 55.21%, y por último los finos de 4.70%

Tabla N° 02: Análisis granulométrico Mezcla Asfáltica Lavada

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	
Muestra	M- 2
PESO TOTAL (gr) :	1427.64
PESO MUESTRA + ASFALTO (gr)	1483
PESO MUESTRA - ASFALTO (gr)	1425
PERDIDA DE ASFALTO (gr)	55.36
PESO FILTRO INICIAL (gr)	14.06
PESO FILTRO FINAL (gr)	16.7
DIFERENCIA DE FILTRO (gr)	2.64
PORCENTAJE DE C.ASF %	3.73
Grava (%)	40.30
Arena (%)	54.22
Finos (%)	5.46

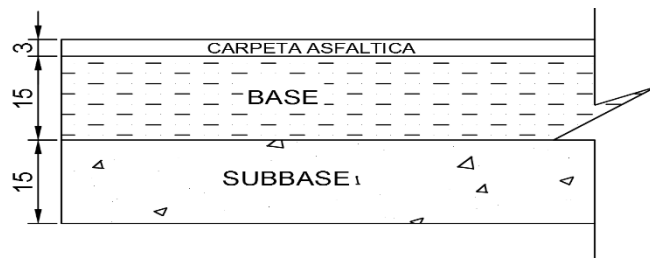
Fuente: Laboratorio Geolab

DESCRIPCIÓN: Se evidencia en el lavado asfáltico sobre el tamizado se obtuvo el Peso en Retención y el % Pasante, también se tuvo el porcentaje de CASF% es de 3.73%. Así mismo se precisa que las gravas representan un 40.30%, arena un 54.22%, y finalmente los finos de 5.46%.

3.3. Proponer un diseño de espesores en comparación con el pavimento existente de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora, mediante el método ASHTO93

En base con el tercer objetivo sobre el diseño del pavimento flexible, se determina:

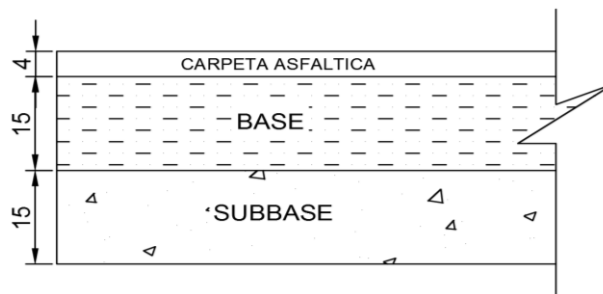
GRÁFICO N° 01: Diseño de Espesores existente C-1



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: respecto al objetivo se precisa el pavimento se conforma de un espesor de 3 cm, Base Granular de 15 cm y Sub-Base Granular estructurada con el mismo material de afirmado con una altura de altura de 15 cm. La Subrasante se precisa de arena mal graduada estable. Se obtuvo el procedimiento en base al método AASHTO 1993

GRÁFICO N° 02: Diseño de Espesores existente C-2



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: El procesamiento se aplicó en base al método AASHTO 1993, donde se precisa que el pavimento presenta un espesor de 4 cm, Base Granular de 15 cm y Sub-base Granular establecida con el material afirmado con altura de 15 cm. La subrasante es de material arena mal graduada que presenta estabilidad.

DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE (AASHTO 1993)

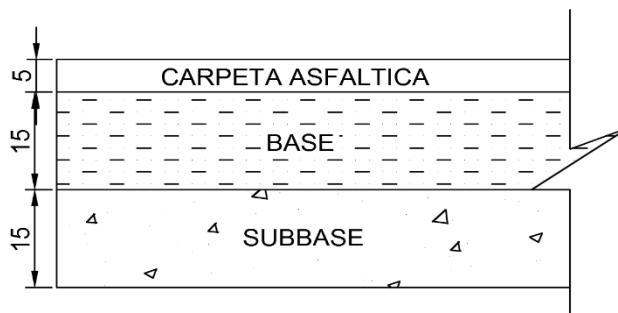
TABLA N° 3: Diseño de Espesores

Número Estructural	2.32	Módulo Resiliente (Psi)	11,964.54
Design ESALs	388,609.78	Serviciabilidad Inicial	4.00
Confiabilidad	80%	Serviciabilidad Final	2.00
Desviación Estándar	-0.842		

<i>CAPA DE MATERIAL</i>	<i>Coeficiente de Capa (a)</i>	<i>Coeficiente de Drenaje (m)</i>	<i>ESPESOR (Pulg)</i>	<i>Numero Estructural de Capa (SN)</i>	<i>ESPESOR (cm)</i>	<i>Numero Estructural de Capa (SN)</i>
Asfalto	0.45	1	2	0.906	5	2.265
Base Granular	0.13	1	6	1.04	15	2.601
Sub Base Granular	0.12	1	6	0.935	15	2.338
				2.881		7.204

Fuente: Laboratorio Geolab

GRÁFICO N° 03: Propuesta de diseño de pavimento



Fuente: Fuente Propio

DESCRIPCIÓN: Se evidencia en la gráfica que el diseño de espesores del pavimento flexible, se consideró el índice de tránsito incorporando la Subrasante, también las propiedades físicas y mecánicas del área y materiales, el diseño se efectuó con el método AASHTO-1993 precisando como datos los siguientes: carpeta asfáltica de 5cm, base granular 15cm, sub base afirmado 15cm.

IV. DISCUSIÓN

De acuerdo con el objetivo general: Determinar la Evaluación del Pavimento Flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina Del Distrito de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora.

En función a las Normas del MTC E. 101, Pavimentos Urbanos CE 010, Norma Aashto 1993, autores que anteceden esta investigación demuestran que, si es posible la evaluación del pavimento mediante una serie de parámetros, donde cada una de ellas está comprendida dentro de los objetivos específicos.

De acuerdo al primer objetivo específico: Evaluación del pavimento flexible mediante un perfil estratigráfico de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina Del Distrito de Nuevo Chimbote. Se discutió con la norma del MTC los siguientes aspectos:

En el marco teórico de esta investigación destacamos que la Norma del MTC E-101 indica que para establecer el estudio de las estructuras del pavimento flexible se realizará en base al estratigráfico, considerando la altura profunda de las calicatas o perforaciones para pavimentos urbanos, o áreas de estacionamiento, además se debe requerir como mínimo el 1,5 m (5 pies) por debajo del nivel del terreno natural, pero debido a situaciones extraordinarias tienden a incrementar o disminuir esa profundidad y consiste en reconocer e identificar las principales características de materiales estratificados, conociendo su (composición), textura, estructuras, propiedades geofísicas, y su contenido. En base a lo mencionado anteriormente, en la investigación se precisa cada uno de los detalles que establece la normativa que se obtuvo de la perforación donde se obtuvo arena mal graduada manteniendo un color gris oscuro de grano medio a grueso de forma SP Subredondeada y alargada con finos no plásticos y gravas de 2", semi compacto y Húmedo.

- Precisando que el pavimento flexible de esta primera calicata de estudio presenta un espesor de 33 cm de pavimento teniendo efectividad de espesor de 3 cm de carpeta de rodadura, 15 cm de base granular y 15 cm de subbase granular.

- El pavimento flexible de la segunda área perforada presenta un espesor de 34 cm de pavimento presentando efectividad de espesor de 4 cm de carpeta de rodadura, 15 cm de base granular y 15 cm de subbase granular.

Frente al cumplimiento de los requerimientos establecidos por las normativas para evaluar los materiales en conformidad existente de manera visual, debido a ello se pudo obtener la información de estado que se estructura de los materiales que componen las carpetas de forma directa y satisfactoria.

De acuerdo al segundo objetivo específico. Determinar las propiedades Físicas y Mecánicas de los materiales del pavimento Flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina Del Distrito de Nuevo Chimbote se discutió con la Norma de pavimentos Urbanos CE. 010. Se discutió los siguientes aspectos

En el marco teórico de esta investigación destacamos que la Normativa de Pavimentos Urbanos CE. 010 precisa que se debe tener información de las propiedades físicas de cada material de las carpetas a través de los porcentajes del área que pasan por una serie de tamices utilizadas en la prueba granulométrica. El ensayo de humedad se cuantifica en porcentajes, considerando el peso del agua en una masa extraída del área. El ensayo de Índice de Plasticidad para correlacional con el comportamiento respecto a la compresibilidad, permeabilidad, compactibilidad, contracción-expansión y resistencia al corte. En base a los lineamientos definidos se efectuó los ensayos con el propósito de delimitar en la normativa del Perú, demostrando de acuerdo al Granulométrico que en la carpeta de la Base y Sub Base es predominante las arenas con un (92.79%) también por las gravas con un (5.89%) y finalmente los finos (1.32%) clasificación (SP). En su humedad se encontraron valores que varían entre los 2.01% hasta 2.92%. No teniendo Índice de Plasticidad. Se puede precisar que, en base a los estudios de las pruebas, la normativa de pavimentos urbanos tiene una clasificación del área de estudio que brinda una evaluación del comportamiento de los agregados en las carpetas de pavimentos flexible, de manera que los lineamientos de la normativa tienen gran relevancia para el presente estudio de suelo y llegamos a deducir que todo el estudio mantiene un alto grado de confiabilidad sobre los datos obtenidos de cada procedimiento.

Así también la normativa de pavimentos urbanos CE. 010 establece la información de las propiedades mecánicas que son: El ensayo de Densidad in-situ de depósitos de suelos naturales, agregados. El ensayo de Proctor Modificado para verificar la calidad de compacto del suelo en laboratorio haciendo uso de energía en modificación y finalmente. La prueba de CBR la cual está desarrollado para la aplicación en in situ y corresponden a diseñar la estructura de un pavimento flexible, tales como base y sub-base y subrasantes. Continuando con los lineamientos de la normativa CE.010, se efectuó la prueba de Densidad de Campo dando el resultante para la Base (2.282gr/cm³) y la Sub Base (2.258gr/cm³) estableciendo como base referencial al mismo prototipo en el laboratorio mediante el Proctor modificado para la Base y así alcanzar su máxima densidad las cuales resultaron (2.95gr/cm³) y para la Sub Base (2.31gr/cm³) además del suelo de la subrasante (1.68gr/cm³) y evaluar su resistencia según el diseño de la estructura donde el CBR de estas carpetas fueron para la Base (54.1%), para la Sub Base (33.53%) y de la subrasante (13.5%).Respetando los lineamientos de la normativa, se tiene mayor confiabilidad analizar el comportamiento mecánico de los materiales existentes, debido a que se puede ver el nivel de magnitud de la falla estructural. La normativa es de gran relevancia para esta esta investigación, permitiendo efectuar de forma directa y confiable.

De acuerdo al tercer objetivo específico. Diseñar los espesores en comparación al pavimento existente de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina Del Distrito de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora. Se discutió con la Norma Aashto los siguientes aspectos

Esta investigación se dio el propósito de diseñar el pavimento flexible. Realizando una aplicación con cada instrumento y desde luego el seguimiento de las estadísticas de los datos recepcionados, generaron resultantes de acuerdo con los objetivos de esta investigación, dando un contraste de resultados encontrados, con la parte teórica relacionada y los estudios que nos antecede, logrando determinar lo que a continuación suscribo:

En el marco teórico de esta investigación se destacó que para el diseño del Pavimento Flexible se debe usar los parámetros de la norma Aashto-1993. Teniendo como

resultado el diseño de pavimento flexible un espesor de 35 cm de pavimento establecido con espesores efectivos de 5 cm de carpeta de rodadura, 15 cm de base granular y 15 cm de subbase granular. Todo ello siguiendo los requisitos de la norma Aashto 1993.

V. CONCLUSIONES

1. De acuerdo al objetivo general se concluyó que el deterioro del pavimento flexible de la Avenida Anchoqueta vía alterna comprendida entre las Avenidas Brasil y Argentina Del Distrito de Nuevo Chimbote se precisa por el deficiente diseño del encarpetao asfáltico, debido a que los espesores que se obtuvieron tienen rodadura de 3cm, la base de 15cm, la subbase de 15cm y en el diseño que se efectuó presentó como resultante de 5cm para la carpeta de rodadura, 15cm para la base y 15 cm para la subbase. El pavimento falla ya que el desgaste lo hace susceptible a diversidades de patologías.

2. En el primer objetivo específico se concluyó que; en el perfil estratigráfico se encontró que el suelo del pavimento flexible presentado a 1.5metros de profundidad tienen capas distintas que varían 0.04m para carpeta asfáltica, 0.15m (SP y/o SM) para la base, 0.15 (SP), para la sub base y 1.15 (SP) a partir de la sub rasante, además de presentar composiciones y texturas inapropiadas del suelo de conformación como limos sobre redondeados y finos no plásticos de color beige oscuro y manchas grises en su textura.

3. En el segundo objetivo específico se concluyó que; en sus estructuras físicas del pavimento flexible el Afirmado Base y el Afirmado Sub Base predominan las gravas Clasificándolo según ASTM en (SP) en las estructuras mecánicas se presenta una reducida capacidad de soporte (CBR) de las carpetas tanto para la Base (54.1%) y la Sub Base (33.53%) y Subrasante (13.5%).

4. En el tercer objetivo específico se concluyó que; la propuesta de diseño del pavimento flexible presenta un espesor de 35 cm, precisando como espesores efectivos de 5 cm de carpeta de rodadura, 15 cm de base granular y 15 cm de subbase granular.

VI. RECOMENDACIONES:

- Se recomienda a la municipalidad Distrital de Nuevo Chimbote poner más control a los proyectos que se realizan en la parte de estudios técnicos ya que el diseño dado no cumple con los parámetros establecidos según AASHTO 93.

- Se recomienda a los contratistas aplicar el sistema de control de calidad en los agregados a usar como pueden ser las canteras (afirmado) para tener un periodo de diseño óptimo.

- Se recomienda a los ingenieros supervisores establecer las normas de control de los ensayos de los materiales durante la ejecución de obra. Poniendo los parámetros puntuales que se debe cumplir de acuerdo con el reglamento en las propiedades mecánica de la conformación de las carpetas del pavimento.

- Es recomendable hacer un recapeo general al pavimento flexible de la Avenida Anchoqueta vía alterna comprendida entre las Avenidas Brasil y Argentina Del Distrito de Nuevo Chimbote, mientras dure su periodo de diseño, ya que la carpeta asfáltica existente no cumple con el diseño óptimo, así como la base mas no la sub base, debido que se encuentra dentro del rango mínimo establecido en el diseño, por tal motivo el recapeo debe tener un espesor de 5 cm en el área de este pavimento.

Presupuesto

Presupuesto 1202002 Evaluación del Pavimento Flexible de la Av. Anchoqueta Via Alternativa Comprendida Entre la Av. Brasil y la Av. Argentina de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora

Cliente PERCY Y SAMUEL

Costo al

24/07/2019

Lugar ANCASH - SANTA - CHIMBOTE

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES				4,659.63
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60X2.40 M.	GLB	1.00	1,153.63	1,153.63
01.02	OFICINA, ALMACEN Y GASETA DE GUARDIANIA	GLB	1.00	3,500.00	3,500.00
02	OBRAS PRELIMINARES				20,487.54
02.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00
02.02	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	m2	2,101.75	1.28	2,690.24
02.03	NIVELACION PERMANENTE Y REPLANTEO FINAL	m2	2,101.75	0.45	945.79
02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	105.08	17.62	1,851.51
03	PAVIMENTOS				108,487.44
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				4,939.12
03.01.01	PERFILADO DE LA SUPERFICIE DE RODADURA	m2	2,101.75	0.85	1,786.49
03.01.02	CONFORMACION Y COMPACTACION A NIVEL DE SUB RAZANTE	m2	2,101.75	1.50	3,152.63
03.02	ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO				82,052.32
03.02.01	IMPRIMACION ASFALTICA CON RC-250	m2	2,101.75	7.32	15,384.81
03.02.02	CARPETA ASFALTICA EN CALIENTE DE 2"	m2	2,101.75	31.72	66,667.51
03.03	SEÑALIZACION				21,496.00
03.03.01	PINTADO DE PAVIMENTOS (LINEA DISCONTINUA)	m	400.00	4.78	1,912.00
03.03.02	PINTADO DE PAVIMENTOS (LINEA CONTINUA)	m	400.00	42.46	16,984.00
03.03.03	SEÑALIZACIÓN VERTICAL PREVENTIVA	und	4.00	650.00	2,600.00
	COSTO DIRECTO				133,828.81
	GASTOS GENERALES (8%)				10,690.29
	UTILIDADES (7%)				9,354.00
	SUB TOTAL				153,872.90
	IGV				27,661.12
	PRESUPUESTO TOTAL				181,534.02

Fecha : 24/07/2019 04:29:52p.m.

Hoja resumen

Obra	1202002	Evaluación del Pavimento Flexible de la Av. Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre la Av. Brasil y la Av. Argentina de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora
Localización	021801	ANCASH - SANTA - CHIMBOTE
Fecha AI	24/07/2019	

Presupuesto base

001	Evaluación del Pavimento Flexible de la Av. Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre la A	133,628.61
	(CD) S/.	133,628.61
	COSTO DIRECTO	133,628.61
	GASTOS GENERALES (8%)	10,690.29
	UTILIDADES (7%)	9,354.00

	SUB TOTAL	153,672.90
	IGV	27,661.12
	PRESUPUESTO TOTAL	181,334.02

Descompuesto del costo directo

MANO DE OBRA	S/.	23,309.15
MATERIALES	S/.	99,515.97
EQUIPOS	S/.	10,802.62
SUBCONTRATOS	S/.	
Total descompuesto costo directo	S/.	133,627.74

Nota : Los precios de los recursos no incluyen I.G.V. son vigentes al : 24/07/2019

Fecha : 24/07/2019 04:31:12p.m.

REFERENCIAS

- AASHTO Guide for design of pavement structures 1993. Washington, D.C. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993. 624 pp.
- AASHTO D 2172. Método estándar de ensayo para la extracción cuantitativa de bitumen de mezclas de pavimento bituminoso, 2017.01 pp.
- AMERATUNGA, Jay. Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering. Springer: USA, 2015. 228pp. ISBN: 8132226291
- ARIAS Odón, Fidias G. El proyecto de investigación guía para su elaboración. Episteme: Caracas. 1999. 250 pp. ISBN: 9800738681
- BOWEN, Li. Characterization of Minerals, Metals, and Materials. Springer. USA. 2017, 872PP. ISBN 3319513826
- BRAJA, M. Das. Geotechnical Engineering. Cengage Learning: USA, 2017. 800 pp. ISBN: 1305635183
- BRAJA, M. Das. Bearing Capacity and Settlement, Third Edition. CRC Press: USA, 2017. 384 pp. ISBN 1351672444
- CARTHIGESU, T. Gnanendran. Civil Engineering Materials. Cengage Learning: USA, 2016. 512pp. ISBN 1305
- CHÁVEZ Loaiza, Víctor. Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas-VCHI. 4ª ed. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia, 2015. 36 pp. ISBN: 942-08-1922-4
- FREDLUND, Delwyn G, Rahardjo Hendry. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons: USA, 1993. 544pp. ISBN: 047185008X
- GIANCOLI, Douglas C. Principles with Applications Volume I (Chs. 1-15). Pearson Education. USA, 2018. 512pp ISBN: 0134787730
- GRASSO, Livio, Henrique. Encuestas elementos para su diseño y análisis. Encuentro Grupo Editor: Córdova, 2016. 186 pp. ISBN 9872302235
- GAMBOA Chicchón, Karla Patricia. Cálculo del Índice de Condición Aplicado en del Pavimento Flexible en la av. las Palmeras de Piura. Tesis (Título Profesional de

- Ingeniero Civil). Piura, Perú: Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, 2016. 14 pp.
- VASQUEZ Cárdenas, Kenny Víctor y CAMPOSANO Olivera, Jhessy Elian. Diagnóstico del Estado Situacional de la vía: av. argentina – av. 24 de junio por el método: Índice de Condición de Pavimentos 2014. Tesis (Título Profesional de Ingeniero Civil). Huancayo, Perú: Universidad Peruana los Andes, Facultad de Ingeniería, 2014. pp. 35-44
 - GUTIÉRREZ Lázares, José Wilfredo. Modelación Geotécnica de Pavimentos Flexibles con Fines de Análisis y Diseño en el Perú. Tesis (Título Profesional de Ingeniero Civil). Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, 2016. 26 pp.
 - JUÁREZ Badillo, Eulalio y RICO Rodríguez, Alfonso. Mecánica De Suelos. 5ª ed. México: Limusa, 2017. 15 pp.
ISBN: 968-18-1190-9
 - LOPEZ, Pedro Luis. POBLACIÓN MUESTRA Y MUESTREO. *Punto Cero* [online]. 2014, vol.09, n.08 [citado 2017-11-06], pp. 69-74. Disponible en:<http://www.scielo.org.bo/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1815-02762004000100012&lng=es&nrm=iso>. ISSN 1815-0276
 - MINAYA González, Silene y ORDOÑEZ Huamán, Abel. Manual de Laboratorio Ensayos para Pavimentos. Revista [en línea]. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2013- [fecha de consulta: 06 octubre 2016]. Disponible en: <https://es.scribd.com/doc/2416949/MANUAL-DE-ENSAYOS-PARAPAVIMENTOS>
 - MINISTERIO de transportes y comunicaciones (Perú).NP, R.D. N°10-MTC: Manual de carreteras suelos, geología, geotecnia y pavimentos. Lima: INN, 2016. 302 pp.
 - MINISTERIO de transportes y comunicaciones (Perú).NP E 101, R.D. N°25-213/14. MTC: Manual de ensayos de materiales. Lima: INN, 2016. 1269 pp.
 - MINISTERIO de transportes y comunicaciones (Perú).NP E 101, R.D. N°034-MTC: Manual de diseños geométricos. Lima: INN, 2013. 328 pp.

- MINISTERIO de transportes y comunicaciones (Perú).NP, R.D. N°10-MTC: Manual de carreteras suelos, geología, geotecnia y pavimentos. Lima: INN, 2016. 302 pp.
- MIRANDA Rebolledo, Ricardo Javier. Deterioros en Pavimentos Flexibles y Rígidos. Tesis (Título Profesional de Ingeniero Civil). Valdivia, Chile: Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, 2013. pp. 75-76
- MIRANDA Ricardo. Deterioros en Pavimentos Flexibles y Rígidos Tesis (Título Profesional de Ingeniero Civil): Valdivia, Chile: Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, 2010.pp,75-76.
- REYES Lizcano, Fredy. Diseño racional de pavimentos. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería, 2003. 45 pp.
ISBN: 9586836223
- REYES Lizcano, Fredy. Pavimentos: Materiales, construcción y diseño. Ecoe Ediciones: Colombia, 2015. 450pp.
ISBN: 9587711769
- SIVAKUGAN, Nagaratnam. Introduction to Geotechnical Engineering. Cengage Learning: USA 2015. 448pp.
ISBN: 1305446046
- SMITH, Ian. Smith's Elements of Soil Mechanics. John Wiley & Sons: USA, 2013. 552pp.
ISBN: 1118658337
- SOBHAN, Khaled. Principles of Geotechnical Engineering. Cengage Learning: USA, 2016.784pp.
ISBN: 1305970934
- SOLMINIHAC, T. hernan. Gestión de infraestructura vial. Ediciones UC: Chile, 2018. 742pp.
ISBN: 9561423006
- REYES Lizcano, Fredy Alberto. Diseño racional de pavimentos. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería, 2013. 45 pp.
ISBN: 9972-34-290.5
- TULADHAR, Rabin. Civil Engineering Materials. Cengage Learning: USA, 2017. 512pp
ISBN: 9781337291699

- VÁSQUEZ Varela, Luis Ricardo. Pavement Condition Index (PCI) para pavimentos asfálticos. Revista [en línea]. Manizales: Ingenieria de Pavimentos, 2014- [fecha de consulta: 08 octubre 2016]. Disponible en: <http://www.camineros.com/docs/cam036.pdf>
- VERRUIJT, Arnold. An Introduction to Soil Mechanics. Springer; USA, 2017. 420pp.
ISBN: 3319611852
- VIVAR Romero, German. Diseño y Construcción de Pavimentos. Tomo 6. Lima: Colección del Ingeniero Civil, 2015. 05 pp. ISBN: 978-99953-66-02-5.
- WANG, Linbing. Pavements and Materials: Characterization, Modeling, and Simulation: Characterization, Modeling, and Simulation: Proceedings of Symposium on Pavement Mechanics and Materials at the 18th ASCE Engineering Mechanics Division (EMD) Conference, June 3-6, 2007, Blacksburg, Virginia. American Society of Civil Engineers: USA, 2018. 178pp.
ISBN: 0784472416
- WILLIAMS, Powrie. Soil Mechanics: Concepts and Applications, Third Edition. CRC Press: USA, 2018. 682pp.
ISBN 1466552484
- ZANS, Llano, Juan José. Mecánica de suelos. Eyrolles: Barcelona, 1975. 223 pp.
ISBN: 847146165X
- ZHANG, Lei JAROSLA, W. Energy Technology 2017: Carbon Dioxide Management and Other Technologies. Springer. USA, 2017. 499pp
ISBN: 3319521926
- ZHANPING, You. Advanced Asphalt Materials and Paving Technologies. MDPI: USA, 2018. 430pp.
ISBN: 3038428892
- VERRUIJT, Arnold. An Introduction to Soil Mechanics. Springer; USA, 2017. 420pp.
ISBN: 3319611852

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO:

“Evaluación del Pavimento Flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora”

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño de Infraestructura Vial

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

La presente investigación de tesis busca evaluar el pavimento flexible de la Avenida Anchoqueta vía alternativa comprendidas entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote del presente año, por tal motivo esta investigación tomo como referencias teorías basadas en deterioros del pavimento, composición de las estructuras de los pavimentos, tipos de suelos, clases de agregados, dosificación de la carpeta asfáltica, etc. Así mismo en base a las normas se estudió los ensayos aplicados las que se usaron en esta tesis, las cuales están compuestas por; lavado asfáltico, análisis granulométrico, límite de atterberg, Proctor modificado, Densidad de Campo, CBR, etc. Y por último en base a las teorías se tomó como guía el procedimiento de la norma Aashto para el diseño del pavimento flexible con todos sus parámetros para el cumplimiento de los resultados de esta investigación. Por tal motivo se plante el siguiente objetivo: Determinar la evaluación del Pavimento Flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	JUSTIFICACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES
<p>¿Cuál es el comportamiento de las propiedades del ladrillo de concreto al sustituir al agregado fino en 2%, 10% y 15% de caucho reciclado?</p>	<p>GENERAL</p> <p>Determinar la evaluación del Pavimento Flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote-Propuesta de Mejora.</p> <p>ESPECÍFICOS</p> <ul style="list-style-type: none"> Determinar la evaluación del pavimento flexible mediante un perfil estratigráfico de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote. 	<p>La justificación del estudio de la presente investigación se justifica en la necesidad de conocer los problemas que generan las fallas de la carpeta asfáltica en la Av. Anchoqueta vía alternativa; en este caso se trata de pavimento flexible, ya que el pavimento es uno de los componentes importantes del medio de transporte en el país, donde estas fallas impiden la libre circulación de vehículos.</p> <p>Asimismo, nos permitirá determinar el tipo de fallas que existen en esta Av. y el grado de afectación, clase y causas del daño, donde posteriormente permitirá elaborar una solución con la propuesta de mejora, adoptando una posición más realista, primero, en lo económico y, segundo, en la utilización de materiales de calidad.</p>	<p>a) Propiedades Físicas</p> <p>b) Propiedades mecánicas</p> <p>c) Diseño</p> <p>d) Factor climático</p>	<p>-Características de los materiales y porcentajes</p> <p>-Humedad de los materiales</p> <p>-Grado de compactación</p> <p>-Resistencia del suelo</p> <p>-Espesores</p> <p>-Drenaje</p> <p>respectivamente a las dimensiones</p>

	<ul style="list-style-type: none"> • Determinar las propiedades Físicas y Mecánicas de los materiales del pavimento Flexible de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote. • Diseñar los espesores en comparación al pavimento existente de la Avenida Anchoqueta Vía Alternativa Comprendida Entre las Avenidas Brasil y Argentina del Distrito de Nuevo Chimbote -Propuesta de Mejora. 	<p>La investigación se basa en la fundamentación científica, técnica y humanística en la cual se ha definido las causas de deterioro de la carpeta asfáltica como los factores o combinación de estas, que determinan deficiencias constructivas que provocan indicadores externos de deterioro (Daniel, 2009, pág. 54).</p>		
--	---	--	--	--

PANEL FOTOGRAFICO



IMAGEN N°1: Ensayo de contenido de humedad de la muestra natural



IMAGEN N°2: Reconocimiento de campo y perforación de calicata



IMAGEN N°3: Muestra llevado a gabinete o a laboratorio para la realización de ensayos

IMAGEN N°4: Selección de muestra para el ensayo de Índice de Plasticidad

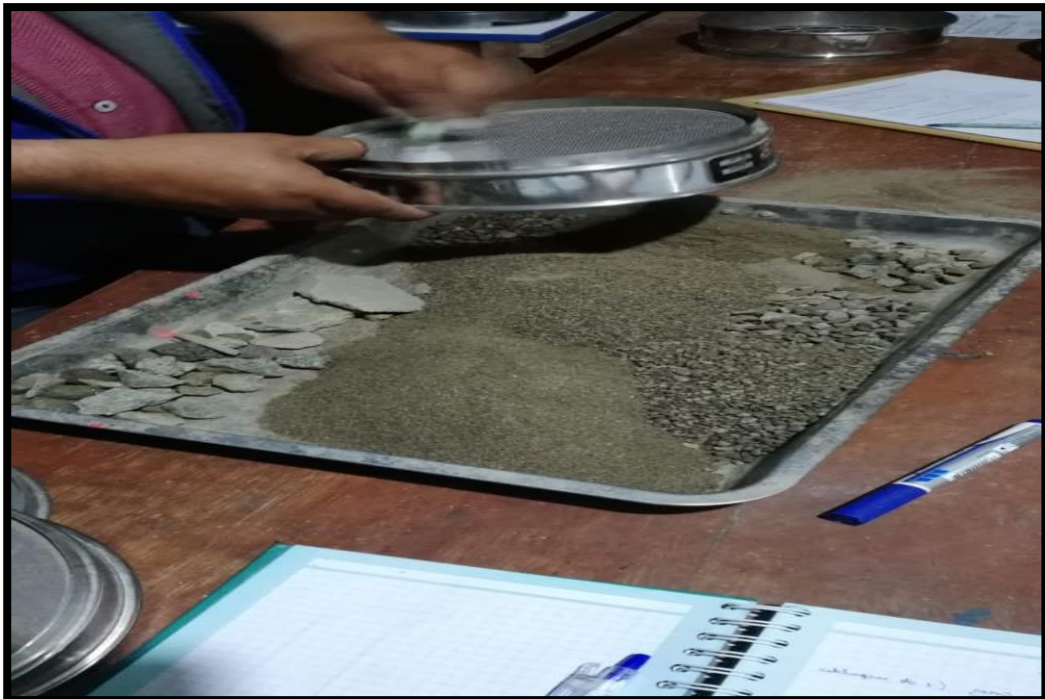




IMAGEN N°5: Densidad de campo

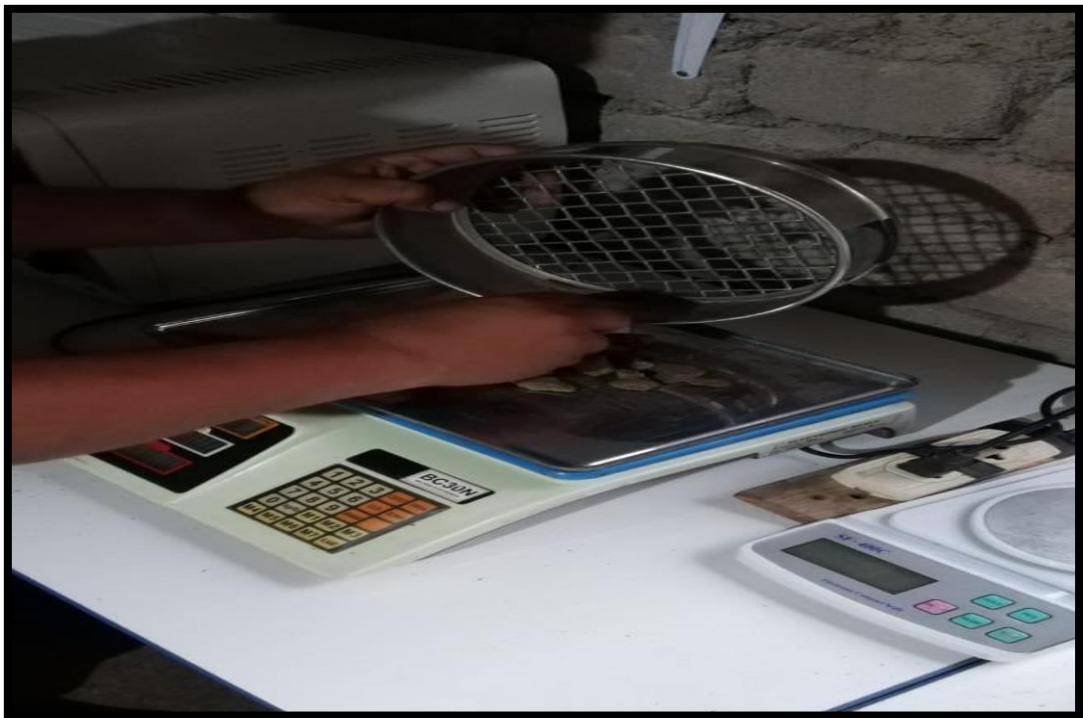


IMAGEN N°6: Peso de muestras



IMAGEN N°7: Muestra llevado a gabinete o a laboratorio para la realización de ensayos



IMAGEN N°8: Ensayo de granulometría



IMAGEN N°9: Muestra llevado a gabinete o a laboratorio para la realización de ensayos



IMAGEN N°10: Compactado de la muestra para determinar el ensayo de proctor modificado



IMAGEN Nº11: Excavación para el perfil estratigráfico a 1.5 m de profundidad



IMAGEN Nº12: Excavación para el perfil estratigráfico a 1.5 m de profundidad



IMAGEN N°13: Determinación de muestras para el ensayo de proctor modificado



IMAGEN N°14: Conteo vehicular de la zona de estudio



IMAGEN N°15: Excavación para el perfil estratigráfico a 1.5 m de profundidad



MAGEN N°16: Determinación del conteo vehicular



IMAGEN N°17: Muestra al horno por 24 horas.

NORMAS



GUÍA PARA MUESTREO DE SUELOS Y ROCAS

MTC E 101 – 2000

Este Modo Operativo está basado en la Norma ASTM D 420, la misma que se ha adaptado al nivel de implementación y a las condiciones propias de nuestra realidad. Cabe indicar que el mismo está sujeto a revisión y actualización continua, acorde con el avance tecnológico de aceptación internacional.

No proponen los requisitos concernientes a seguridad. Es responsabilidad del Usuario establecer las cláusulas de seguridad y salubridad correspondientes, y determinar además las obligaciones de su uso e interpretación.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Este modo operativo proporciona métodos para el muestreo e investigación de suelos y rocas con base en procedimientos normales, mediante los cuales deben determinarse las condiciones del suelo, de la roca y del agua freática.

1.2 Los procedimientos, adecuados de muestreo del suelo y de la roca, permitirán la correlación de los respectivos datos con propiedades del suelo como plasticidad, permeabilidad, peso unitario, compresibilidad, resistencia y gradación; y de la roca como resistencia, estratigrafía, estructura y morfología.

2. APARATOS

2.1 El tipo de equipo requerido para una investigación subsuperficial depende de varios factores incluyendo el tipo de material de subsuperficie, profundidad de exploración, la naturaleza del terreno y de la utilización propuesta para los datos. Entre ellos se destacan:

- *Barrenos manuales*, para excavadoras, palas, depósitos superficiales de suelo. Hasta profundidades de 3-15 pies (1-5 m)
- *Equipos de percusión y lavado*.
- *Barrenos y taladros rotatorios motorizados*, con formas adecuadas, muestreadores y tubos sacanúcleos como los descritos en los métodos a que se hace referencia en el numeral 8.1, para la investigación y muestreo tanto de rocas como de suelos.
- Los aparatos geofísicos utilizados para la investigación subsuperficial pueden incluir:
 - *Instrumentos sísmicos*, con recepción simple o múltiple mediante geófonos, de señales originadas por golpes de martillo, explosivos u otras fuentes de energía.
 - *Aparato de resistividad de suelos*, para medir la resistencia del suelo o roca al paso de una corriente continua o alterna.
 - *Aparatos nucleares*, para medir humedad y peso unitario de suelos o rocas.
 - *Muestreadores de turba*, para investigar áreas compuestas por suelos orgánicos.

- *Herramientas manuales pequeñas*, tales como llaves de tubo y palas, constituyen parte del equipo necesario. Para determinados suelos finos plásticos de la selva, los denominados "posteadores".
- *Frascos de cierre hermético*, para humedad de muestras (aproximadamente de 4 a 8 onzas) de capacidad, de vidrio, metal o plástico, que puedan sellarse; además, recipientes herméticos o bolsas de tejido cerrado, libres de material contaminante, de manera que no haya pérdida de partículas finas y que tengan una capacidad de por lo menos 16 kg (35 lb); también cajas apropiadas para muestras de núcleos de roca. Una lona de 2 x 2 m (6' x 6'), puede usarse para transportar una muestra de suelo a granel para su examen en el laboratorio.
- Los siguientes accesorios son también necesarios: *brújulas, inclinómetro, nivel de mano*, libreta de campo, cámara fotográfica, estacas y una cinta métrica de 20 ó 30 metros.
- Ácido clorhídrico normal diluido en un frasco de 1 onza con gotero, para la determinación de carbonatos al identificar minerales en rocas y suelos.
- *Instrumentación in situ*, para medir asentamientos y movimientos del terreno.

3. DETERMINACIÓN DEL PERFIL DE SUELOS

3.1 Un perfil detallado de suelos deberá desarrollarse únicamente donde la relación continua entre profundidades y datos de los diferentes tipos de suelo y roca, sea económicamente justificable para el proyecto en cuestión.

3.2 Pueden emplearse métodos geofísicos de exploración para complementar los datos de las perforaciones y afloramientos, y para interpolar entre los hoyos. Los métodos sísmicos y de resistividad eléctrica, pueden resultar particularmente valiosos cuando las diferencias nítidas en las propiedades de materiales subsuperficiales contiguas están indicadas.

El método de refracción sísmica es especialmente útil para determinar la profundidad a la cual se halla la roca o en sitios donde estratos sucesivamente más densos son encontrados.

El método de resistividad eléctrica es igualmente útil para determinar la profundidad de la roca, evaluando formaciones estratificadas donde un estrato más denso descansa sobre uno menos denso, y en la investigación de canteras de arena-grava o de otros materiales de préstamo.

Las investigaciones geofísicas pueden ser una guía útil para programar los sitios de perforaciones y calicatas. En lo que sea posible, la interpretación de estudios geofísicos deberá ser verificada por perforaciones o excavaciones de prueba.

3.3 La profundidad de las calicatas o perforaciones para carreteras, aeropuertos, o áreas de estacionamiento, deberá ser al menos de 1.5 m (5 pies) por debajo del nivel proyectado para la subrasante, pero circunstancias especiales pueden aumentar o disminuir esa profundidad. Los sondeos para estructuras o terraplenes deberán llevarse por debajo del nivel de influencia de la carga propuesta, determinado mediante un análisis subsuperficial de transmisión de esfuerzos.

Donde el drenaje pueda ser afectado por materiales permeables, acuíferos o materiales impermeables que lo puedan obstaculizar, las perforaciones deberán prolongarse suficientemente dentro de estos materiales para determinar las propiedades hidrogeológicas y de ingeniería, relevantes para el diseño del proyecto.

En todas las zonas de préstamo, las perforaciones deberán ser suficientes en número y profundidad, para esforzar las cantidades requeridas de material que cumpla los requerimientos de calidad especificada.

3.4 Los registros de perforaciones deberán incluir:

- Descripción de cada sitio o área investigada, con cada hueco, sondeo o calicata, localizado claramente (horizontal y verticalmente) con referencia a algún sistema establecido de coordenadas o a algún sitio permanente.
- Un perfil estratigráfico de cada hueco, sondeo o calicata, o de una superficie de corte expuesta, en la cual se muestre claramente la descripción de campo y localización de cada material encontrado, mediante símbolos o palabras.
- Las fotografías en colores de núcleos de roca, muestras de suelos y estratos expuestos, pueden ser de gran utilidad para el ingeniero. Cada fotografía deberá identificarse con fecha y un número o símbolo específico, una fecha y escala de referencia.
- La identificación de todos los suelos deberá basarse en las presentes normas para la clasificación de los suelos y de los suelos-agregados para construcción de carreteras, en la norma sobre descripción mediante procedimientos manuales y visuales, o en la de identificación de rocas.
- Las áreas acuíferas, drenaje subterráneo y profundidad del nivel freático hallado en cada perforación, calicata o hueco.
- Los resultados de ensayos en sitio (*in situ*), donde se requieran, como los de penetración o los de veleta a que se hace referencia en el numeral 8.1 u otros ensayos para determinar propiedades de suelos o rocas.

- Porcentaje de recuperación de núcleos e Índice Calidad de Roca en perforaciones de núcleo.
- Representación grafica de campo y laboratorio y su interpretación facilita el entendimiento y comprensión de condiciones superficiales.

4. PERFIL SUBSUPERFICIAL

4.1 Los perfiles del subsuelo se deben dibujar únicamente en base a perforaciones reales o datos de los cortes. La interpolación entre dichos sitios deberá hacerse con extremo cuidado y con la ayuda de toda la información geológica que se tenga disponible, anotando claramente que tal interpolación o continuidad asumida de estratos, es meramente tentativa. En ningún caso deberán hacerse extrapolaciones.

5. MUESTREO

5.1 Deben obtenerse muestras representativas de suelo o de roca, o de ambos, de cada material que sea importante para el diseño y la construcción. El tamaño, y tipo de la muestra requerida depende de los ensayos que se vayan a efectuar y del porcentaje de partículas gruesas en la muestra, y las limitaciones del equipo de ensayo a ser usado.

Nota 1. El tamaño de las muestras alteradas, en bruto, puede variar a criterio de la dirección técnica, pero se sugieren, para algunos propósitos, las siguientes cantidades, para la mayoría de los materiales.

- Clasificación visual: 0,50 kg. – 50 – 500 gr.
- Análisis granulométrico y constantes de suelos no granulares: 0,50 a 2.5 kg.
- Ensayo de compactación y granulometría del suelo-agregado granular: 20-40 kg.
- Producción de agregados o ensayo de propiedades de agregados: 50 -200 kg.

5.2 Identifíquese cuidadosamente cada muestra con la respectiva perforación o calicata y con la profundidad a la cual fue tomada. Colóquese una identificación dentro del recipiente o bolsa, ciérrase en forma segura, protéjase del manejo rudo y márquese exteriormente con una identificación apropiada. Guárdense muestras para la determinación de la humedad natural en recipientes de cierre hermético para evitar pérdidas de la misma. Cuando el secado de muestras puede afectar la clasificación y los resultados de los ensayos, las muestras deben ser protegidas para la pérdida de humedad.

5.3 Deberán tomarse muestras de suelo y agua para determinar la acidez, el pH y el contenido de compuestos metálicos del material, cuando pueda esperarse que causen un cambio inaceptable en su medio ambiente. El tamaño de la muestra no deberá ser menor de 2.5 kg.

6. PROCEDIMIENTO

6.1 Los procedimientos recomendados para el muestreo en el sitio, la identificación y los ensayos son los siguientes:

- Calicatas y trincheras: excavaciones a cielo abierto, hasta la profundidad deseada, tomando las precauciones necesarias para evitar el desprendimiento de material de las paredes que pueda afectar la seguridad del trabajador o contaminar la muestra que se espera obtener.
- Investigación y muestreo del suelo mediante barrenos y muestreadores. El procedimiento es útil para la determinación del nivel freático. La profundidad con esta clase de barreno está limitada por las condiciones agua-suelo, las características del suelo y el equipo empleado.
- Ensayo de penetración estándar (SPT) y muestreo de suelos. Describe un procedimiento para obtener muestras y medir la resistencia del suelo a la penetración de un muestreador normalizado, fundamentalmente para suelos no cohesivos, pudiendo ser usado en suelos cohesivos para recuperar muestras o para determinar un valor cualitativo de la resistencia.
- Método para muestreo de suelos con tubo de pared delgada, MTC E 120. Describe un procedimiento para recobrar muestras de suelo relativamente inalteradas, adecuadas para ensayos de laboratorio.
- Ensayo de corte con veleta en suelo cohesivo, MTC E 122, para medir *in situ* la resistencia al corte de suelos cohesivos blandos, mediante la rotación de una veleta de cuatro hojas en un plano horizontal.

6.2 La investigación del suelo y la roca comprenderá entre otras las acciones siguientes:

- Revisión de cualquier información disponible sobre la geología y la formación de la roca o del suelo, o de ambas, sobre las condiciones del nivel freático en el sitio y en las vecindades.
- Determinación del nivel freático y del material de fundación firme, bien sea roca o suelos de adecuada capacidad de soporte.

- Investigación en el sitio de los materiales superficiales y del subsuelo mediante perforaciones de percusión y lavado, rotación, barrenos manuales o mecánicos de espiral, calicatas y métodos geofísicos.
- Identificación del suelo y de los tipos de roca en el terreno con registros de la profundidad a la cual se presentan y de la localización de sus discontinuidades estructurales.
- La recuperación de muestras representativas inalteradas y remoldeadas para ensayos de caracterización del suelo o de la roca, y de los materiales para la construcción.
- Una evaluación del comportamiento de instalaciones existentes en la vecindad inmediata del sitio propuesto, con respecto al material de fundación y el medio ambiente.
- Instrumentación en el sitio para medir movimientos por medio de inclinómetro, placa de asentamiento, etc.

7. CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL

7.1 Las muestras para ensayos de suelos y de rocas deberán enviarse al laboratorio para los ensayos de clasificación física y mecánica respectiva, de acuerdo con las instrucciones del consultor geotécnico.

7.2 Se deberán realizar como mínimo los siguientes ensayos de laboratorio para todos los materiales que se deban caracterizar:

- Análisis granulométrico por tamizado MTC E 107.
- Análisis granulométrico por hidrómetro MTC E 109
- Humedad natural MTC E 108
- Determinación del límite líquido MTC E 110
- Determinación del límite plástico MTC E 111
- Determinación del límite de contracción, si se encuentra alta actividad de los finos MTC E 112.
- Gravedad específica de los suelos MTC E 113.

7.3 Para los materiales que se van a usar en la construcción de terraplenes, se deberán realizar los siguientes ensayos:

- Los mencionados en el numeral 7.2 de esta norma.
- Relación humedad-densidad compactada a la energía Proctor Modificado MTC E 115.
- CBR de materiales compactados MTC E 132.
- Módulo resiliente sobre muestras compactadas a la energía Proctor Modificado MTC E 128.

- Compresión triaxial NO consolidada, no drenada (cu) y consolidada NO drenado con medida de presión de poros (MTC E 131), para materiales compactados a la energía Proctor Modificado, que se van a utilizar en terraplenes mayores de 7.00 m de altura.
- Consolidación unidimensional para materiales compactados para las mismas condiciones del ensayo anterior.

7.4 Para subrasantes en suelo e in situ se deberán realizar los siguientes ensayos:

- Los mencionado en el numeral 7.2 de esta norma.
 - Relación humedad- densidad compactada a la energía de Proctor Modificado MTC E 115.
 - CBR MTC E 132.
 - Módulo resiliente sobre muestras inalteradas MTC E 128.
- Nota: Si se ha realizado la determinación de CBR in-situ (MTC E 133) no se considerará necesario la ejecución de la prueba de laboratorio. Sólo se permitirá la prueba in situ cuando los suelos de subrasante tengan un tamaño máximo de 19,1 mm (3/4").

7.5 Para materiales granulares que van a usarse en capas de base y subbase, Los ensayos se deben realizar sobre materiales procesados. Bien sea en planta o en laboratorio.

- Los mencionados en el numeral 7.2 de esta norma, excepto límite de contracción.
- Relación humedad-densidad compactada a la energía Proctor modificado MTC E 115.
- CBR sobre muestras compactadas MTC E 132.
- Módulo resiliente MTC E 128.
- Determinación de equivalente de arena MTC E 114.
- Peso unitario y vacíos MTC E 203.
- Gravedad específica y absorción de agregados finos y gruesos MTC E 205 y MTC E 206.
- Abrasión en la máquina de Los Angeles MTC E 207.
- Durabilidad en sulfato de sodio y en sulfato de magnesio MTC E 209.
- Porcentaje de caras fracturadas en los agregados MTC E 210.
- Índice de aplanamiento y de alargamiento de los agregados MTC E 221.
- Porcentaje de partículas livianas MTC E 211 (opcional).
- Arcilla en terrones y partículas desmenuzables MTC E 212.
- Contenido de Sales Totales MTC E 219.

7.6 Para los materiales que se van a usar en la evaluación de concretos hidráulicos se deberán efectuar los siguientes ensayos. Los ensayos deberán realizarse sobre materiales procesados, bien sea en planta ó en laboratorio.

- Análisis granulométrico por tamizado MTC E 107.
- Cantidad de material fino que pasa el tamiz 200 MTC E 202.

- Peso unitario y vacío de los agregados MTC E 203.
- Gravedad específica y absorción de los agregados MTC E 205 y MTC E 206.
- Abrasión en la máquina de Los Angeles MTC E 207.
- Durabilidad al sulfato de sodio y sulfato de Magnesio MTC E 209.
- Porcentaje de caras fracturadas MTC E 210.
- Partículas livianas en los agregados MTC E 211.
- Contenido de Sales MTC E 219.
- Arcilla de terrones y partículas desmenuzables MTC E 212.
- Impurezas orgánicas en el agregado fino MTC E 213.
- Índice de durabilidad en los agregados MTC E 214.
- Carbón y lignito en arenas MTC E 215.
- Determinación de la reactividad agregado / alcali MTC E 217.
- Determinación cuantitativa de los compuestos de azufre en los agregados MTC E 218.
- Índice de aplanamiento y de alargamiento de los agregados MTC E 221.
- Equivalente de Arena MTC E 114.

7.7 Para los materiales pétreos que se van a usar en la elaboración de concretos asfálticos se deberán realizar los siguientes ensayos: Los materiales deben estar debidamente procesados (chancados y clasificados) bien sea en planta o en chancadora de laboratorio.

- Petrografía, Difracción en rayos X y polaridad de los agregados (evaluación de petrografos) ⁽¹⁾.
- Análisis granulométrico por tamizado MTC E 107.
- Análisis por hidrómetro del relleno mineral (material que pasa la malla No. 200) MTC E 109 ⁽¹⁾.
- Peso unitario y vacíos de los agregados MTC E 203.
- Gravedad específica y absorción de los agregados MTC E 205 y MTC E 206.
- Abrasión en la máquina de Los Ángeles MTC E 207.
- Durabilidad al sulfato de sodio y sulfato de magnesio MTC E 209.
- Porcentaje de caras fracturadas MTC E 210.
- Partículas livianas en los agregados MTC E 211. (1)
- Arcilla de terrones y partículas desmenuzables MTC E 212. (1)
- Impurezas orgánicas en el agregado fino MTC E 213. (1)
- Índice de durabilidad en los agregados MTC E 214. (1)
- Sales solubles MTC E 219. (1)
- Riedel Weber MTC E 220.
- Índice Plástico (por la malla N° 40 y N° 200).
- Equivalente de Arena MTC E 114.
- Adherencia agregado – bitumen MTC E 519.
- Índice de aplanamiento y de alargamiento de los agregados MTC E 221.

8. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

8.1 La extrapolación de datos en áreas locales no investigadas puede hacerse de manera tentativa, únicamente cuando se conozca que existe geológicamente una disposición subsuperficial uniforme del suelo y de la roca siendo la interpretación de responsabilidad del especialista. Las propiedades de los suelos y rocas de proyectos importantes, no deberán predecirse solamente con base en la simple identificación o clasificación en el terreno, sino que deberán comprobarse mediante ensayos de laboratorio y de terreno, de acuerdo con los numerales 5.1 y 6.1.


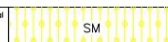

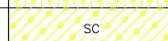

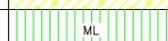

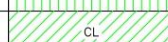




8.2 Las recomendaciones de diseño deben ser formuladas únicamente por ingenieros especializados en geotecnia o por ingenieros de carreteras familiarizados con los problemas comunes en dichas áreas.



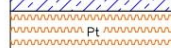
9. REFERENCIAS NORMATIVAS

ASTM	D 420
------	-------

ANEXO
SÍMBOLOS GRÁFICOS PARA SUELOS

Tanto en los perfiles como en los registros estratigráficos se deberán usar los símbolos que se muestran a continuación.

	GW	Gravas bien mezclada arena, grava con poco o nada de material fino, variación en tamaños granulares.		SM	Materiales finos sin plasticidad o con plasticidad muy baja.
	GP	Grava mal graduada, mezcla de arena-grava con poco nada de material fino.		SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena-arcillosa.
	GM	Gravas limosas mezclas de grava arena limosa.		ML	Limos orgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas o limos arcillosos con ligera plasticidad.
	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava-arena-arcilla gravas con material fino cantidad apreciable de material fino.		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o mediana, arcillas gravas, arcillas arenosas, arenas limosas, arcillas magras.
	SW	Arena bien graduada, arenas con grava, poco o nada de material fino. Arenas limpas poco o nada, amplia variación en tamaño granulares y cantidades de partículas en tamaño intermedias.		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas, baja plasticidad.
	SP	Arena mal graduada con grava poco o nada de material fino. Un tamaño predominante o una serie de tamaños con ausencia de partículas intermedias.		MH	Limo inorgánicas suelos finos granosos o limosos, micáceos o diatomáceos, limos elásticos.

	CH	Arcillas inorgánicas de elevada plasticidad, arcillas grasosas.
	OH	Arcillas orgánicas de mediana o elevada plasticidad, limos orgánicos.
	Pt	Turba, suelos considerablemente orgánicos.

NORMA TÉCNICA

CE. 010

PAVIMENTOS URBANOS

INDICE

1. CAPÍTULO 1. GENERALIDADES Y DEFINICIONES	
1.1 ORGANIZACIÓN DE LA NORMA	1
1.2 DENOMINACIÓN Y OBJETIVO	2
1.3 AMBITO DE APLICACIÓN, ALCANCES Y LIMITACIONES	2
1.4 OBLIGATORIEDAD DE LOS INFORMES TECNICOS	2
1.5 REQUISITOS DE LOS INFORMES TECNICOS	2
1.6 RESPONSABILIDAD PROFESIONAL	2
1.7 RESPONSABILIDAD POR LA APLICACIÓN DE LA NORMA	3
2. CAPÍTULO 2. INFORMACIÓN PREVIA PARA LA EJECUCIÓN DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS	
2.1 INFORMACIÓN RELATIVA AL TERRENO	4
2.2 INFORMACIÓN RELATIVA AL PROYECTO	4
2.3 INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA.....	4
3. APÍTULO 3.TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN DE CAMPO, ENSAYOS DE LABORATORIO, REQUISITOS DE LOS MATERIALES Y PRUEBAS DE CONTROL	
3.1 CONDICIONES GENERALES	5
3.2 TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN DE CAMPO.....	5
3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	7
3.4 REQUISITOS DE LOS MATERIALES.....	8
3.5 CONTROL Y TOLERANCIAS	15
4. CAPÍTULO 4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS URBANOS	
4.1 MÉTODO DE DISEÑO	22
4.2 DISEÑO ESTRUCTURAL	22
4.3 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS.....	22
4.4 PAVIMENTOS ESPECIALES.....	23
5. CAPÍTULO 5. ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS PARA INSTALACIÓN DE SERVICIOS PÚBLICOS	
5.1 OBJETO	24
5.2 RESPONSABILIDADES.....	24
5.3 ROTURA DE PAVIMENTOS.....	24
5.4 EXCAVACIÓN.....	24
5.5 RELLENO Y COMPACTACIÓN	25
5.6 REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS.....	25
5.7 CONTROL DE CALIDAD.....	26
6. CAPÍTULO 6 MANTENIMIENTO DE PAVIMENTOS	
6.1 OBJETO	27
6.2 RESPONSABILIDAD POR LA GESTIÓN DEL MANTENIMIENTO.....	27
6.3 ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO.....	27
6.4 TAREAS DE MANTENIMIENTO	27

7. CAPÍTULO 7. PRESENTACIÓN DEL PROYECTO	
7.1 DOCUMENTOS.....	28
7.2 INFORME TÉCNICO.....	28
7.3 PLANOS.....	28
7.4 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	28
ANEXO A.	
GLOSARIO DE TÉRMINOS.....	29
ANEXO B.	
MÉTODO SUGERIDO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS ASFALTICOS URBANOS.....	39
ANEXO C.	
LINEAMIENTOS GENERALES PARA LA ELABORACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS URBANOS.....	44
ANEXO D.	
DISEÑO DE PAVIMENTOS URBANOS DE CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND.....	46
ANEXO E.	
LINEAMIENTOS GENERALES PARA LA ELABORACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS DE PAVIMENTOS URBANOS DE CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND.....	56
ANEXO F.	
MÉTODO SUGERIDO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS URBANOS CON ADOQUINES INTERTRABADOS DE CONCRETO.....	58
ANEXO G.	
LINEAMIENTOS GENERALES PARA LA ELABORACION DE LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS CON ADOQUINES INTERTRABADOS DE CONCRETO.....	66

**NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN CE.010 PAVIMENTOS URBANOS
HABILITACIONES URBANAS. COMPONENTES ESTRUCTURALES**

**CAPÍTULO 1
GENERALIDADES Y DEFINICIONES**

- 1.1 ORGANIZACIÓN DE LA NORMA**
- 1.1.1 La Norma consta de 7 Capítulos y 7 Anexos.
- 1.1.2 **CAPITULO 1 Generalidades y Definiciones**, trata sobre los aspectos generales relativos a la organización de la Norma, denominación, objetivo, ámbito de aplicación, alcances, obligatoriedad, requisitos de los Informes Técnicos y Responsabilidad Profesional.
- 1.1.3 **CAPITULO 2 Información Previa para la Ejecución de los Estudios y Diseños**, se consigna la información mínima previa con la que deberá contar el Profesional Responsable (**PR**)¹ para la ejecución del Estudio de Mecánica de Suelos (**EMS**) y el Diseño Estructural de Pavimentos (**DP**).
- 1.1.4 **CAPITULO 3 Técnicas de Investigación, Ensayos de Laboratorio y Pruebas de Control**, se describen las Técnicas de Exploración e Investigaciones de Campo y Laboratorio, que se deben utilizar en la ejecución de los **EMS**, así como las Técnicas de Control de Calidad que se deben utilizar antes, durante y después de la ejecución de las Obras de Pavimentación.
- 1.1.5 **CAPITULO 4 Guía para el Diseño Estructural de Pavimentos Urbanos**, se dan pautas para el diseño de los pavimentos urbanos nuevos, rehabilitaciones y reposiciones.
- 1.1.6 **CAPITULO 5 Rotura y Reposición de Pavimentos para la Instalación de Servicios Públicos**, se norma la rotura y reposición de pavimentos para el tendido, reparación o rehabilitación de obras de servicios públicos.
- 1.1.7 **CAPITULO 6 Mantenimiento de Pavimentos**, se presentan los criterios para el mantenimiento y rehabilitación de pavimentos urbanos.
- 1.1.8 **CAPITULO 7 Presentación del Proyecto**, se norma el contenido mínimo de los Informes Técnicos relativos a los **EMS** y **DP**, así como el de los planos y el de las Especificaciones Técnicas Constructivas (**ETC**).
- 1.1.9 El Anexo A contiene un **Glosario de Términos**.
- 1.1.10 En el Anexo B **Diseño Estructural de Pavimentos Urbanos de Asfalto**, se adjunta una metodología referencial para el diseño de estos tipos de pavimentos.
- 1.1.11 En el Anexo C **Lineamientos Generales para la Elaboración de las Especificaciones Técnicas Constructivas de Pavimentos Asfálticos Urbanos**, se adjuntan las **ETC** mínimas para la construcción de pavimentos urbanos de asfalto.
- 1.1.12 En el Anexo D **Diseño de Pavimentos Urbanos de Concreto de Cemento Portland**, se adjunta una metodología referencial para el diseño estos tipos de pavimentos.
- 1.1.13 El Anexo E **Lineamientos Generales para la Elaboración de las Especificaciones Técnicas Constructivas de Pavimentos Urbanos de Concreto de Cemento Portland**.
- 1.1.14 En el Anexo F **Método Sugerido para el Diseño Estructural de Pavimentos Urbanos con Adoquines Intertrabados de Concreto**, se adjunta una metodología referencial para el diseño de estos tipos de pavimentos.
- 1.1.15 El Anexo G **Lineamientos Generales para la Elaboración de las Especificaciones Técnicas para Construcciones de Pavimentos con Adoquines Intertrabados de Concreto**.

¹ Ver Glosario.

1.2 DENOMINACIÓN Y OBJETIVO

1.2.1 La presente se denomina Norma Técnica de Edificación–Habilitaciones Urbanas–Componentes Estructurales- CE.010: Pavimentos.

1.2.2 Esta Norma tiene por objeto establecer los requisitos mínimos para el diseño, construcción, rehabilitación, mantenimientos, rotura y reposición de pavimentos urbanos, desde los puntos de vista de la Mecánica de Suelos y de la Ingeniería de Pavimentos, a fin de asegurar la durabilidad, el uso racional de los recursos y el buen comportamiento de aceras, pistas y estacionamientos de pavimentos urbanos, a lo largo de su vida de servicio.

1.3 ÁMBITO DE APLICACIÓN, ALCANCES Y LIMITACIONES

1.3.1 La presente Norma tiene su ámbito de aplicación circunscrito al límite urbano de todas las ciudades del Perú.

1.3.2 Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad e inspección de pavimentos urbanos en general, excepto donde ésta indique lo contrario.

1.4 OBLIGATORIEDAD DE LOS INFORMES TÉCNICOS

1.4.1 Para todos los tipos de Habilitaciones Urbanas es obligatorio presentar un Informe Técnico conteniendo la Memoria Descriptiva del **EMS** y del **DP**, sea que se trate de la construcción de pavimentos nuevos, de rehabilitaciones de pavimentos existentes o de la rotura y reposición de pavimentos existentes para tendido, reparación, o rehabilitación de servicios.

1.4.2 Se podrá utilizar la información contenida en un **EMS** con fines de cimentación, siempre que el número de puntos de investigación cumpla lo estipulado en la Tabla 2. A la Memoria Descriptiva del **EMS** deberá añadirse en este caso los Certificados de los Ensayos de CBR sobre los Suelos de Fundación y de la Sub-rasante.

1.5 REQUISITOS DE LOS INFORMES TÉCNICOS

Todo Informe de **EMS** para el **DP** nuevos, rehabilitaciones, o para rotura y reposición de pavimentos existentes con fines de instalación o reemplazo de servicios, deberá sustentar sus conclusiones en:

- Un programa de exploración del suelo basado en ensayos de campo y de laboratorio, según se indica en el Capítulo 3.
- El análisis del tránsito esperado durante el periodo de diseño.
- Las características de los materiales a usar en las diferentes capas del pavimento.
- Los métodos de diseño de pavimentos.

Los Informes Técnicos se presentarán conteniendo las Memorias Descriptivas de los **EMS** y del **DP**, con una descripción detallada de los Trabajos de Campo, Laboratorio y Gabinete llevados a cabo, mas Anexos conteniendo los planos o croquis de Ubicación de las Obras, Distribución de Puntos de Investigación, Registros de la Estratigrafía hasta cubrir la Profundidad Activa de las Cargas Vehiculares, Resultados de los Ensayos de Campo y/o Laboratorio, Salidas de las corridas del(os) Programa(s) de Cómputo utilizado(s) o las respectivas Hojas de Cálculo, Detalles Constructivos de los Pavimentos en forma de Laminas o planos, Fotografías y Especificaciones Técnicas Constructivas.

1.6 RESPONSABILIDAD PROFESIONAL

Todo Informe Técnico, incluyendo los planos de pavimentos y anexos, deberá estar refrendado por un Ingeniero Civil Colegiado, quien asume la responsabilidad por el contenido y las conclusiones del mismo. En el caso que el propietario suministre parte de la información requerida (topografía, suelos y/o tránsito), esta deberá estar refrendada por su respectivo **PR**. En este caso el **PR** que elabora el Informe Técnico solo es responsable por sus diseños.

1.7 RESPONSABILIDAD POR LA APLICACIÓN DE LA NORMA

Las entidades encargadas de otorgar la ejecución de las obras y la licencia de construcción son las responsables del cumplimiento de esta Norma. Dichas entidades no autorizarán la ejecución de las obras si el Proyecto no cuenta con un **EMS** y un **DP** para el área y tipo de obra específicos.

**CAPÍTULO 2
INFORMACIÓN PREVIA PARA LA EJECUCIÓN
DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS**

2.1 INFORMACIÓN RELATIVA AL TERRENO

Previamente a la ejecución del **EMS** y al subsiguiente **DP**, se requiere conocer la ubicación y la topografía del terreno para lo que el Propietario debe proporcionar al **PR** un plano topográfico mostrando los linderos, obras existentes, ubicación de las vías a pavimentar, límites de obras de pavimentación vecinas, tipo y estado de los pavimentos existentes, disposición de acequias, postes, buzones, drenajes y toda obra que interfiera con las pistas, veredas y estacionamientos del Proyecto. Asimismo, se requiere contar con los planos de planta y perfil donde se indique el perfil del terreno y el perfil longitudinal a nivel de rasante. También deberá proporcionar la historia del lugar, respecto de zonas bajas rellenadas con desmontes, presencia de estructuras enterradas, antiguas acumulaciones o cursos de agua, tierras de cultivo, etc.

2.2 INFORMACIÓN RELATIVA AL PROYECTO

Se debe disponer de información concerniente a la calidad, espesores y estado de los pavimentos existentes; características del tránsito esperado durante el Periodo de Diseño; y a la disponibilidad de materiales que conformarán las capas del pavimento. Esta información deberá ser proporcionada por el **PR** como parte del Proyecto.

2.3 INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

Complementariamente a todo lo indicado, el **PR** podrá, de considerarlo necesario, incluir en su Proyecto, información adicional referente al clima, geología, geomorfología, fotografías aéreas, etc.

**CAPÍTULO 3
TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN DE CAMPO, ENSAYOS DE LABORATORIO,
REQUISITOS DE LOS MATERIALES Y PRUEBAS DE CONTROL**

3.1. CONDICIONES GENERALES

- a) Toda la documentación técnica de Anteproyectos y Proyectos Definitivos de Pavimentos deberá incluir una Memoria Descriptiva, conteniendo un resumen de todos los Trabajos de Campo, Laboratorio y Gabinete efectuados para el **EMS**, el Estudio de Tránsito y el **DP**, así como los Anexos Técnicos conteniendo las hojas de cálculo y/o salidas de los programas, planos, especificaciones técnicas y toda la información que sustente los diseños, según se indica en el Capítulo 4.
- b) Opcionalmente y de común acuerdo con el Propietario, la documentación técnica podrá incluir los análisis de precios unitarios, metrados, presupuesto, cronograma de ejecución de obra y relación de equipos a utilizar en la obra.
- c) En todos los casos se utilizará la última versión de la norma correspondiente.

3.2. TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN DE CAMPO

3.2.1 Las técnicas de investigación en el campo, aplicables al *EMS* para *DP*, son los indicados en la Tabla 1

TABLA 1

NORMA	DENOMINACIÓN
MTC E 101 – 2000	Pozos, calicatas, trincheras y zanjas
NTP 339.129:1998	SUELOS. Método de Prueba Estándar para el Contenido de Humedad del Suelo y Roca In-situ por Métodos Nucleares (poca profundidad)
NTP 339.143:1999	SUELOS. Método de Ensayo Estándar para la Densidad y el Peso Unitario del Suelo In-situ Mediante el Método del Cono de Arena.
NTP 339.144:1999	SUELOS. Método de Ensayo Estándar para la Densidad In-situ de Suelo y Suelo-Agregado por medio de Métodos Nucleares (Profundidad Superficial).
ASTM D4944	Determinación de la humedad en suelos por medio de la presión del gas generado por carburo de calcio.
NTP 339.150:2001	SUELOS. Descripción e Identificación de Suelos. Procedimiento Visual-Manual.
NTP 339.161:2001	SUELOS. Práctica para la Investigación y Muestreo de Suelos por Perforaciones con Barrena.
NTP 339.169:2002	SUELOS. Muestreo Geotécnico de Suelos con Tubos de Pared Delgada
NTP 339.172:2002	SUELOS. Método de prueba normalizada para el contenido de humedad de suelo y roca in situ por métodos nucleares (poca profundidad).
NTP 339.175:2002	SUELOS. Método de Ensayo Normalizado In-situ para CBR (California Bearing Ratio-Relación del Valor Soporte) de Suelos
ASTM D 6951	Método Estándar de Ensayo para el Uso del Penetrómetro Dinámico de Cono en Aplicaciones Superficiales de Pavimentos

3.2.2 El número de puntos de investigación será de acuerdo con el tipo de vía según se indica en la Tabla 2, con un mínimo de tres (03):

TABLA 2

TIPO DE VÍA	NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACIÓN	ÁREA (m²)
Expresas	1 cada	1000
Arteriales	1 cada	1200
Colectoras	1 cada	1500
Locales	1 cada	1800

- 3.2.3 Los puntos de investigación se ubicarán preferentemente en los cruces de vías, pudiendo emplearse puntos intermedios, que permitan establecer la estratigrafía a lo largo de la vía.
- 3.2.4 En el caso de reposición de pavimentos cortados para instalación o reparación de servicios, se ejecutará un punto de investigación cada 100 metros con un mínimo de tres (03).
- 3.2.5 La profundidad mínima de investigación será de 1,50 m por debajo de la cota de rasante final de la vía.
- Si dentro de la profundidad explorada se encontraran suelos blandos o altamente compresibles, la profundidad de investigación deberá ampliarse a criterio del **PR**.
- 3.2.6 Donde exista rellenos no controlados se deberá investigar en todo su espesor debiendo profundizarse no menos de 0,50 m dentro del suelo natural.
- 3.2.7 Donde se encuentren macizos rocosos dentro de la profundidad de investigación, se deberá registrar su profundidad y grado de fracturamiento y estimar su resistencia a la compresión.
- 3.2.8 Efectuados el registro de la estratigrafía, el muestreo y la toma de fotografía, se deberá rellenar las excavaciones con los materiales extraídos.
- 3.2.9 Durante la investigación de campo se elaborará un perfil estratigráfico para cada punto de investigación, basado en la clasificación visual manual, según la NTP 339.150:2001.
- 3.2.10 En caso de encontrar suelos finos no plásticos dentro de la profundidad de investigación, se deberán ejecutar ensayos para determinar su densidad natural.
- 3.2.11 Se tomará por lo menos una muestra representativa de cada tipo de suelo para su posterior ensayo de laboratorio, según las normas respectivas indicadas en la Tabla 3.
- 3.2.12 Se determinará un CBR por cada 5 puntos de investigación o menos según lo indicado en la Tabla 2 y por lo menos un CBR por cada tipo de suelo de sub-rasante.
- 3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO**
- 3.3.1 Los ensayos de Laboratorio aplicables a los **EMS** con fines de pavimentación son las indicadas en la Tabla 3.

TABLA 3

NORMA	DENOMINACIÓN
NTP 339.126:1998	SUELOS. Métodos para la reducción de las muestras de campo a tamaños de muestras de ensayo.
NTP 339.127:1998	SUELOS. Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo.
NTP 339.128:1998	SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico.
NTP 339.129:1998	SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos.
NTP 339.131:1998	SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de sólidos.

NORMA	DENOMINACIÓN
NTP 339.132:1998	SUELOS. Método de ensayo para determinar el material que pasa el tamiz N°200.
NTP 339.134:1998	SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería S.U.C.S.
NTP 339.135:1998	SUELOS. Clasificación de suelos para uso en vías de transporte.
NTP 339.139:1999	SUELOS. Determinación del Peso volumétrico de suelos cohesivos.
NTP 339.140:1999	SUELOS. Límite de contracción.
NTP 339.141:1999	SUELOS. Relación Humedad-Densidad por método de Proctor Modificado.
NTP 339.142:1999	SUELOS. Relación Humedad-Densidad por método de Proctor Estándar.
NTP 339.144:1999	SUELOS. Densidad in-situ de suelo y suelo-agregado por métodos nucleares (poca profundidad).
NTP 339.145:1999	SUELOS. Determinación del CBR (California Bearing Ratio – Valor Soporte de California) medido en muestras compactadas en laboratorio.
NTP 339.146:2000	SUELOS. Equivalente de arena de suelos y agregados finos.
NTP 339.147:2000	SUELOS. Permeabilidad en suelos granulares, método de carga constante
NTP 339.152:2002	SUELOS. Método de Ensayo Normalizado para la Determinación del Contenido de Sales Solubles en Suelos y Aguas Subterráneas.
NTP 339.177:2002	SUELOS. Método de Ensayo Para la Determinación Cuantitativa de Cloruros solubles en suelos y agua subterránea.
NTP 339.076:1982	CONCRETO. Método de Ensayo Para Determinar el Contenido de Cloruros en las Aguas Usadas en la Elaboración de Concretos y Morteros.

3.4. REQUISITOS DE LOS MATERIALES

Todos los materiales deberán cumplir los requerimientos que se dan a continuación. Los materiales que incumplan estos requisitos y sus tolerancias (ver 3.5), serán rechazados por la Supervisión y serán restituidos por el Contratista a su costo, en los plazos que indique la *Supervisión*.

- 3.4.1 De los Geosintéticos: Estos materiales deberán cumplir los requisitos mínimos establecidos en las Normas Técnicas Peruanas del INDECOPI, en las Normas de Ensayo de Materiales del MTC, o en ausencia de ellas, en las Normas Técnicas internacionales vigentes.
- 3.4.2 De la Sub-Base: Estos materiales deberán cumplir los requisitos mínimos establecidos en las siguientes Tablas:

TABLA 4

Requerimientos Granulométricos para Sub-Base Granular

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación A *	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm (2")	100	100	---	---
25 mm (1")	---	75 – 95	100	100
9,5 mm (3/8")	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100
4,75 mm (Nº 4)	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85
2,0 mm (Nº 10)	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70
4,25 µm (Nº 40)	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45
75 µm (Nº 200)	2 – 8	5 – 15	5 – 15	8 – 15

Fuente: Sección 304 de las EG-2000 del MTC

* La curva de gradación "A" deberá emplearse en zonas cuya altitud sea igual o superior a 3000 msnmm.

Además, el material también deberá cumplir con los siguientes requisitos de calidad:

TABLA 5

Requerimientos de Calidad para Sub-Base Granular

Ensayo	Norma	Requerimiento	
		< 3000 msnmm	≥ 3000 msnmm
Abrasión Los Angeles	NTP 400.019:2002	50 % máximo	
CBR de laboratorio	NTP 339.145:1999	30-40 % mínimo*	
Limite Líquido	NTP 339.129:1998	25% máximo	
Índice de Plasticidad	NTP 339.129:1998	6% máximo	4% máximo
Equivalente de Arena	NTP 339.146:2000	25% mínimo	35% mínimo
Sales Solubles Totales	NTP 339.152:2002	1% máximo	

* 30% para pavimentos rígidos y de adoquines. 40% para pavimentos flexibles.

3.4.3 De la Base: Estos materiales deberán cumplir los requisitos de gradación establecidos en la siguiente Tabla:

TABLA 6

Requerimientos Granulométricos para Base Granular

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación *	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm. (2")	100	100	---	---

25 mm (1")	---	75 – 95	100	100
9,5 mm (3/8")	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100
4,75 mm (Nº 4)	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85
2,0 mm. (Nº 10)	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70
4,25 µm (Nº 40)	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45
75 µm (Nº 200)	2 – 8	5 – 15	5 -15	8 – 15

Fuente: Sección 304 de las EG-2000 del MTC

* La curva de gradación "A" deberá emplearse en zonas cuya altitud sea igual o superior a 3000 msnmm.

El material de Base Granular deberá cumplir además con las siguientes características físico-mecánicas y químicas que a continuación se indican:

TABLA 7
Valor Relativo de Soporte, CBR
[NTP 339.145:1999]

Vías Locales y Colectoras	Mínimo 80%
Vías Arteriales y Expresas	Mínimo 100%

TABLA 8
Requerimientos del Agregado Grueso de Base Granular

Ensayo	Norma	Requerimientos	
		Altitud	
		< 3000 msnmm	≥ 3000 msnmm
Partículas con una cara fracturada	MTC E – 210 (1999)	80% mínimo	
Partículas con dos caras fracturadas	MTC E – 210 (1999)	40% mínimo	50% mínimo
Abrasión Los Ángeles	NTP 400.019:2002	40% máximo	
Sales Solubles	NTP339.152:2002	0,5% máximo	
Pérdida con Sulfato de Sodio	NTP 400.016:1999	---	12% máximo
Pérdida con Sulfato de Magnesio	NTP 400.016:1999	---	18% máximo

TABLA 9
Requerimientos del Agregado Fino de Base Granular

Ensayo	Norma	Requerimientos	
		< 3000 msnmm	> 3000 msnmm
Índice Plástico	NTP 339.129:1998	4% máximo	2% máximo

Equivalente de arena	NTP 339.146:2000	35% mínimo	45% mínimo
Sales solubles	NTP 339.152:2002	0,5% máximo	
Índice de durabilidad	MTC E – 214 (1999)	35% mínimo	

3.4.4 De los pavimentos asfálticos: Estos materiales deberán cumplir los requisitos establecidos en las siguientes Tablas:

TABLA 10
Requerimientos para los Agregados Gruesos de Mezclas Asfálticas en Caliente

Ensayos	Norma	Requerimiento	
		Altitud (msnmm)	
		< 3000	> 3000
Pérdida en Sulfato de Sodio	NTP 400.016:1999	12 % máximo	10 % máximo
Pérdida en Sulfato de Magnesio	NTP 400.016:1999	18 % máximo	15 % máximo
Abrasión Los Angeles	NTP 400.019:2002	40 % máximo	35 % máximo
Índice de Durabilidad	MTC E – 214 (1999)	35 % mínimo	
Partículas chatas y alargadas *	ASTM D – 4791 (1999)	15 % máximo	
Partículas fracturadas	MTC E – 210 (1999)	Según Tabla 12	
Sales Solubles	NTP 339.152:2002	0,5 % máximo	
Absorción	NTP 400.021:2002	1,00 %	Según Diseño
Adherencia	MTC E – 519 (1999)	+ 95	

* La relación a emplearse para la determinación es: 5/1 (ancho/espesor o longitud/ancho)

TABLA 11
Requerimientos para los Agregados Finos de Mezclas Asfálticas en Caliente

Ensayos	Norma	Requerimiento	
		Altitud (msnmm)	
		< 3000	> 3000
Equivalente de Arena	NTP 339.146:2000	Según Tabla 13	
Angularidad del agregado fino	MTC E – 222 (1999)	Según Tabla 14	
Adhesividad (Riedel Weber)	MTC E – 220 (1999)	4 % mínimo	6 % mínimo

Índice de Durabilidad	MTC E – 214 (1999)	35 mínimo	
Índice de Plasticidad	MTC E – 111 (1999)	Máximo 4	NP
Sales Solubles Totales	NTP 339.152:2002	0,5 % máximo	
Absorción	MTC E – 205 (1999)	0,50 %	Según Diseño

TABLA 12
Requerimientos para Caras Fracturadas
[MTC E – 210(1999)]

Tipos de Vías	Espesor de Capa	
	< 100 mm	> 100 mm
Vías Locales y Colectoras	65/40	50/30
Vías Arteriales y Expresas	85/50	60/40

Nota: La notación "85/50" indica que el 85 % del agregado grueso tiene una cara Fracturada y que el 50 % tiene dos caras fracturadas.

TABLA 13
Requerimientos del Equivalente de Arena
[NTP 339.146:2000]

Tipos de Vías	Equivalente Arena (%)
Vías Locales y Colectoras	45 mínimo
Vías Arteriales y Expresas	50 mínimo

TABLA 14
Angularidad del Agregado Fino
[MTC E – 222 (1999)]

Tipos de Vías	Angularidad (%)
Vías Locales y Colectoras	30 mínimo
Vías Arteriales y Expresas	40 mínimo

Gradación

La gradación de los agregados pétreos para la producción de la mezcla asfáltica en caliente será establecida por el Contratista y aprobada por el Supervisor. En la Tabla 15 se muestran algunas gradaciones comúnmente usadas.

TABLA 15
Gradaciones de los Agregados para Mezclas Asfálticas en Caliente

Tamiz	PORCENTAJE QUE PASA		
	MAC -1	MAC-2	MAC-3
25,0 mm (1")	100	-	-

19,0 mm (3/4")	80 - 100	100	-
12,5 mm (1/2")	67- 85	80 - 100	-
9,5 mm (3/8")	60 - 77	70 - 88	100
4,75 mm (N° 4)	43 - 54	51 - 68	65 - 87
2,00 mm (N° 10)	29 - 45	38 - 52	43 - 61
425 µm (N° 40)	14 - 25	17- 28	16 - 29
180 µm (N° 80)	08 -17	08 -17	09 -19
75 µm (N° 200)	04 - 08	04 - 08	05 - 10

Además de los requisitos de calidad que debe tener el agregado grueso y fino, el material de la mezcla de los agregados debe estar libre de terrones de arcilla y se aceptará como máximo el uno por ciento (1%) de partículas deleznable según el ensayo MTC E-221. Tampoco deberá contener más de 0,5% en peso de materia orgánica u otros materiales deletéreos [NTP 400.018:2002]

3.4.5 De los pavimentos de concreto Hidráulico: Estos materiales deberán cumplir los requisitos establecidos en las siguientes Tablas:

TABLA 16
Sustancias Dañinas

Características	Norma	Agregado Fino	Agregado grueso
Partículas deleznable, máximo	MTC E – 212 (1999)	3 %	3 %
Material más fino que el tamiz normalizado 75 µm (N°200)	NTP 339.132:1998	3 % *	1 %
Carbón y lignito, máximo.	MTC E – 215 (1999)	0,5 %	0,5 %
Impurezas orgánicas, máximo	NTP 400.024:1999	Placa orgánica N° 1 ó 2 Color Gardner Estándar N° 5 u 8	N.A.**

* En el caso de arena obtenida mediante trituradora de rodillos y si el material está libre de limos y arcillas, este límite podrá ser aumentado a 5%.

** No Aplicable.

TABLA 17
Resistencia Mecánica del Agregado Grueso

Métodos	No mayor que
Abrasión Los Ángeles (NTP 400.019:2002)	50 %

Los agregados a usarse en la elaboración de concreto hidráulico que va a estar sujeto a ciclos de congelación y deshielo, deben cumplir los requisitos de resistencia a la desagregación por medio de ataque de soluciones, indicados en la Tabla 18.

TABLA 18
Pérdida por Ataque de Sulfatos

Agregado Fino		Agregado Grueso	
Si se utiliza solución de sulfato de sodio NTP 400.016:1999	Si se utiliza solución de sulfato de magnesio NTP 400.016:1999	Si se utiliza solución de sulfato de sodio NTP 400.016:1999	Si se utiliza solución de sulfato de magnesio NTP 400.016:1999
10%	15%	12%	18%

El equivalente de arena del agregado fino NTP 339.146:2000 utilizado en concreto de pavimentos será igual o mayor a 75%.

- 3.4.6 En los Pavimentos de Bloques Intertrabados (Adoquines) de Concreto de Cemento Portland
Estos materiales deberán cumplir los requisitos indicados en las siguientes Tablas:

TABLA 19
Granulometría de la Arena de Cama
[NTP 400.037]

MALLA	% PASA
3/8"	100
N° 4	95 - 100
N° 8	80 - 100
N° 16	50 - 80
N° 30	25 - 60
N° 50	05 - 30
N° 100	00 - 10

TABLA 20
Granulometría de la Arena de Sello
[NTP 400.011]

MALLA	% PASA
N° 4	100
N° 8	95 - 100
N° 16	70 - 100
N° 30	40 - 75
N° 50	10 - 35
N° 100	02 - 15
N° 200	00 - 05

TABLA 21
Adoquines – Requisitos
 [NTP 399.611]

TIPO	USO
I	Adoquines para pavimentos de uso peatonal
II	Adoquines para pavimentos de tránsito vehicular ligero
III	Adoquines para tránsito vehicular pesado, patios industriales y de contenedores

TABLA 22
Resistencia a la Compresión

TIPO	ESPESOR (mm)	PROMEDIO* (MPa)	MINIMO* (MPa)
I	40	31	28
	60	31	28
II	60	41	37
	80	37	33
III	100	35	32
	≥ 80	55	50

*Valores correspondientes a una muestra de tres unidades

3.5. CONTROL Y TOLERANCIAS

La *Supervisión* de la Obra es la responsable por la ejecución de las pruebas y por el cumplimiento de las exigencias de esta Norma.

3.5.1 En la Sub-rasante:

- a) La humedad de compactación no deberá variar en $\pm 2\%$ del Optimo Contenido de Humedad a fin de lograr los porcentajes de compactación especificados.
- b) Se comprobará la compactación según lo indicado en la Tabla 23. El grado de compactación requerido será del 95% de su Máxima Densidad Seca Teórica Proctor Modificado (NTP 339.141:1999) en suelos granulares y del 95% de su Máxima Densidad Seca Teórica Proctor Estándar (NTP 339.142:1999) en suelos finos. Se tolerará hasta dos puntos porcentuales menos en cualquier caso aislado, siempre que la media aritmética de 6 puntos de la misma compactación sea igual o superior al especificado.

TABLA 23

TIPO DE VÍA	NÚMERO DE CONTROLES EN LA SUB-RASANTE POR CADA 100 m DE VÍA PARA GRADO DE COMPACTACIÓN Y CBR IN-SITU
Expresas	4
Arteriales	3
Colectoras	2
Locales	1

- c) Se determinará el CBR in-situ según lo indicado en la Tabla 23. Esta información, conjuntamente con la densidad de campo, se usará para verificar el CBR de diseño.
- d) Respecto de las cotas del proyecto, se permitirá una tolerancia de ± 20 mm.
- e) La tolerancia por exceso en el bombeo será de hasta 20%. No se tolerarán errores por defecto en la flecha del bombeo.
- f) Donde se haya estabilizado la sub-rasante, se verificara los valores propuestos por el **PR** en el Proyecto para el agente estabilizador utilizado, con un mínimo de tres verificaciones por cada tipo de agente estabilizador.

3.5.2

En la Sub-base y Base Granulares:

- a) Se efectuarán los ensayos de control y con las frecuencias indicadas en la Tabla 24.

TABLA 24
Frecuencia de Ensayos de Control para Materiales de Sub Base y Base Granulares

ENSAYO	NORMAS	BASE Y SUB BASE GRANULAR	
GRANULOMETRÍA	NTP 339.128:1998	1 cada 400 m ³	Cantera
LÍMITES DE CONSISTENCIA	NTP 339.129:1998	1 cada 400 m ³	Cantera
EQUIVALENTE DE ARENA	NTP 339.146:2000	1 cada 1000 m ³	Cantera
ABRASIÓN LOS ANGELES	NTP400.019:2002	1 cada 1000 m ³	Cantera
SALES SOLUBLES	NTP 339.152:2002	1 cada 1000 m ³	Cantera
PARTÍCULAS FRACTURADAS	MTC E – 210	1 cada 1000 m ³	Cantera
PARTÍCULAS CHATAS Y ALARGADAS	ASTM D – 4791	1 cada 1000 m ³	Cantera
PÉRDIDA EN SULFATO DE SODIO/MAGNESIO	MTC E – 209	1 cada 1000 m ³	Cantera
CBR	NTP 339.145:1999	1 cada 1000 m ³	Cantera
RELACIONES DENSIDAD – HUMEDAD (PROCTOR MODIFICADO)	NTP 339.141:1999	1 cada 400 m ²	Pista
DENSIDAD EN EL SITIO (MÉTODO DEL CONO)	MTC E – 117 (1999)	1 cada 250 m ² con un mínimo de 3 controles.	Pista

DENSIDAD EN EL SITIO (MÉTODO NUCLEAR)	NTP 339.144:1999		
--	------------------	--	--

NOTAS:

- (1) La frecuencia de los ensayos puede incrementarse en opinión del Supervisor, dependiendo de la variación de la estratigrafía en cantera, que pueda originar cambios en las propiedades de los materiales.
- (2) En caso de que los metrados del proyecto no alcancen las frecuencias mínimas especificadas se exigirá como mínimo un ensayo de cada propiedad y/o característica.
- b) El grado de compactación de Base y Sub-base, será como mínimo del 100 % de la Máxima Densidad Seca obtenida en el ensayo Proctor Modificado (Método C). Se tolerará hasta dos puntos porcentuales menos en cualquier caso aislado, siempre que la media aritmética de 6 puntos de la misma compactación sea igual o superior al especificado. Los tramos por aprobar se definirán sobre la base de un mínimo de seis (6) determinaciones de la densidad.
- c) Respecto de las cotas del proyecto, se permitirá una tolerancia de ± 10 mm. La tolerancia por exceso en el bombeo será de hasta 20 %. No se tolerarán errores por defecto en la fecha del bombeo.

3.5.3

En las Mezclas Asfálticas durante la ejecución de las obras:

- a) Previamente a la colocación de la mezcla asfáltica el Contratista presentará al Supervisor su Fórmula de Trabajo. El Supervisor deberá definir la antelación con la que se presentará la Fórmula de Trabajo. El **PR** deberá haber definido en su Proyecto la necesidad o no, de ejecutar un Tramo de Prueba.

Una vez aprobada la Fórmula de Trabajo, se hará un control directo de las cantidades de agregados y asfalto que se mezclan, según las siguientes frecuencias y normas de ensayo.

TABLA 25

ENSAYO	NORMA	FRECUENCIA	LUGAR
Contenido de Asfalto	MTC E – 502	1 por día	Planta o Pista
Granulometría	NTP 339.128:1998	1 por día	Planta o Pista
Ensayo Marshall	MTC E – 504	1 por día	Planta o Pista
Temperatura	----	Cada volquete	Planta y Pista

- b) Las mezclas en caliente deberán cumplir las siguientes tolerancias:

- Materiales que pasa el tamiz de $\frac{3}{4}$ "..... ± 5 %
- Material comprendido entre los tamices de $\frac{3}{8}$ " y N° 200..... ± 4 %
- Material que pasa el tamiz N° 200..... ± 1 %
- Porcentaje de Asfalto..... $\pm 0,3$ %
- Temperatura de la mezcla al salir de la planta..... ± 11 °C
- Temperatura de la mezcla entregada en pista..... ± 11 °C

- c) Las mezclas en frío deberán cumplir las siguientes tolerancias:

- Materiales que pasan los tamices N°s 4, 8 y 20..... ± 5 %
- Solventes..... ± 2 %
- Asfalto..... $\pm 0,3$ %

3.5.4

En la Carpeta Asfáltica Terminada:

La *Supervisión* está obligada a efectuar las siguientes verificaciones:

a) Compactación

a.1) Se realizará según las normas MTC E-506 (Gravedad Específica Aparente y Peso Unitario de Mezclas Asfálticas Compactadas Empleando Especímenes Parafinados), MTC E-508 (Peso Específico Teórico Máximo de Mezclas Asfálticas para Pavimentos), o MTC E-510 [Peso Unitario del Concreto Asfáltico en el Terreno (Método Nuclear)], en una proporción de cuando menos una (1) por cada doscientos cincuenta metros cuadrados (250 m²) de cada capa y los tramos por aprobar se definirán sobre la base de un mínimo de seis (6) determinaciones de la densidad. Los sitios para las mediciones se elegirán siguiendo un Proceso Aleatorio.

a.2) La densidad media del tramo (D_m) deberá ser, cuando menos, el noventa y ocho por ciento (98 %) de la media obtenida al compactar en el laboratorio con la técnica Marshall, cuatro (4) probetas por jornada de trabajo (D_e).

$$D_m \geq 0,98 D_e$$

a.3) Además, la densidad de cada testigo individual (D_i) deberá ser mayor o igual al noventa y siete por ciento (97 %) de la densidad media de los testigos del tramo (D_m).

$$D_i \geq 0,97 D_m$$

a.4) La toma de muestras se hará de acuerdo con Norma MTC E-509 (Determinación del Grado de Compactación de una Mezcla Bituminosa) y las densidades se determinarán por alguno de los métodos indicados en las normas MTC E-506 (Gravedad Específica Aparente y Peso Unitario de Mezclas Asfálticas Compactadas Empleando Especímenes Parafinados), MTC E-508 (Peso Específico Teórico Máximo de Mezclas Asfálticas para Pavimentos), o MTC E-510 [Peso Unitario del Concreto Asfáltico en el Terreno (Método Nuclear)].

b) Espesor

b.1) La verificación del espesor la efectuará el Contratista cada trescientos cincuenta metros cuadrados (350 m²) o fracción, debiendo extraerse al menos dos (2) testigos cilíndricos mediante equipos provistos de brocas rotativas.

b.2) Se determinará el espesor medio de la capa compactada (e_m) según la norma MTC E-507 (Espesor o Altura de Especímenes Compactados de Mezclas Asfálticas), el cual no podrá ser inferior al de diseño (e_d).

$$e_m \geq e_d$$

b.3) Además, el espesor obtenido en cada determinación individual (e_i), deberá ser, cuando menos, igual al noventa y cinco por ciento (95 %) del espesor de diseño (e_d).

$$e_i \geq 0,95 e_d$$

b.4) Si el espesor promedio de los dos (2) testigos no cumpliera con estas condiciones, se extraerán cuatro (4) testigos adicionales.

b.5) De persistir la deficiencia, el Supervisor en coordinación con el **PR** definirá las acciones a tomar.

c) Lisura

c.1) La superficie acabada no deberá presentar zonas de acumulación de agua (depresiones), ni elevaciones mayores de cinco milímetros (5 mm) en capas de rodadura, ni elevaciones mayores de diez milímetros (10 mm) en bacheos, cuando se compruebe con una regla de tres (03) metros (MTC E-1001, Medida de la Regularidad Superficial de un Pavimento Mediante la Regla de Tres Metros) colocada tanto paralela como perpendicularmente al eje de la vía.

d) Regularidad Superficial o Rugosidad

d.1) En el caso de Vías Expresas y donde lo indique el **PR** se medirá la Regularidad Superficial de la superficie de rodadura en unidades IRI. La rugosidad tendrá un valor máximo de 2,5 m/km. En el caso de no satisfacer este requerimiento, deberá revisarse los equipos y procedimientos de esparcido y compactación, a fin de tomar las medidas correctivas que conduzcan a un mejoramiento del acabado de la superficie de rodadura.

d.2) Para la determinación de la rugosidad podrá utilizarse cinta métrica y nivel, rugosímetros, perfilómetros o cualquier otro método técnicamente aceptable y aprobado por la *Supervisión*.

d.3) La medición de la rugosidad sobre la superficie de rodadura terminada, deberá efectuarse en toda su longitud y debe involucrar ambas huellas vehiculares, registrando mediciones parciales para cada kilómetro.

d.4) La medición de la rugosidad sobre la carpeta asfáltica terminada, se efectuará al finalizar la obra como control final de calidad del pavimento terminado y para efectos de recepción de la obra.

e) Medición de Deflexiones sobre la Carpeta Asfáltica Terminada

e.1) En el caso de Vías Expresas y en donde lo indique el **PR**, se efectuará mediciones de la deflexión en todos los carriles, en ambos sentidos cada 50 m y en forma alternada (tresbolillo). Se analizará la deformada o la curvatura de la deflexión obtenida de por lo menos tres valores por punto y se obtendrán indirectamente los módulos de elasticidad de la capa asfáltica. Además, la Deflexión Característica obtenida por sectores homogéneos se comparará con la deflexión admisible para el número de repeticiones de ejes equivalentes de diseño.

e.2) Para efectos de la medición de las deflexiones podrá emplearse la Viga Benkelman (MTC E-1002, Medida de la Deflexión y Determinación del Radio de Curvatura de un Pavimento Flexible Empleando la Viga Benkelman), o cualquier otro método técnicamente aceptable y aprobado por la *Supervisión*. Los puntos de medición estarán referenciados con el estacado del Proyecto.

e.3) La medición de deflexiones sobre la carpeta asfáltica terminada, se efectuará al finalizar la obra como control final de calidad del pavimento terminado y para efectos de recepción de la obra.

3.5.5 En las Mezclas de Concreto hidráulico durante la ejecución de las obras:

a) Previamente a la colocación de la mezcla de concreto hidráulico, el Contratista presentará al Supervisor su Diseño de Mezcla. La *Supervisión* deberá definir la antelación con la que se presentará el Diseño de Mezcla. El **PR** definirá el tipo y cantidad de ensayos necesarios para el Diseño de Mezcla.

b) Una vez aprobado el Diseño de Mezcla se hará un control directo de las cantidades de agregados, agua y cemento Portland que intervienen en la mezcla.

c) Se harán controles directos de la consistencia de la mezcla y de la calidad de los materiales, para cumplir con el Módulo de Rotura (resistencia a la tracción por flexión) especificado en el proyecto, pudiendo hacerse paralelamente ensayos a compresión que permitan correlacionar flexo-tracción y compresión.

d) El control de la mezcla en obra se podrá hacer mediante ensayos de compresión de probetas cilíndricas que deberán cumplir los criterios de aceptación indicados líneas abajo.

e) Se harán los siguientes ensayos sobre los agregados finos:

TABLA 26

ENSAYO	NORMA	FRECUENCIA
Granulometría	NTP 339.090:1998	250 m ³
Material que pasa la malla N° 200 (75 µm)	NTP 339.132:1998	1000 m ³
Terrones de Arcillas y partículas deleznales	MTC E – 212 (1999)	1000 m ³
Equivalente de Arena	NTP 339.146:2000	1000 m ³
Método químico para determinar la reactividad potencial álcali-sílice de los agregados	NTP 334.099:2001	1000 m ³
Cantidad de partículas livianas	MTC E – 211 (1999)	1000 m ³
Contenido de Sulfatos (SO ₄ ⁻)	NTP 339.178:2002	1000 m ³
Contenido de Cloruros (Cl)	NTP 339.177:2002	1000 m ³
Durabilidad	MTC E – 209 (1999)	1000 m ³

Nota: Todos estos ensayos se harán con muestras tomadas en la obra o en planta, según se trate de concreto preparado en obra o en planta de premezclado.

- f) Sólo se permitirá una variación de $\pm 0,2\%$ en el Módulo de Fineza del agregado fino.
- g) El total de sustancias perjudiciales en los agregados no deberá superar el 4 % en peso.
- h) Se harán los siguientes ensayos sobre los agregados gruesos:

TABLA 27

ENSAYO	NORMA	FRECUENCIA	LUGAR
Granulometría	NTP 339.090:1998	250 m ³	Cantera
Desgaste los Ángeles	MTC E – 207	1000 m ³	Cantera
Partículas fracturadas	MTC E – 210	500 m ³	Cantera
Terrones de Arcillas y partículas deleznales	MTC E – 212	1000 m ³	Cantera
Cantidad de partículas Livianas	MTC E – 211	1000 m ³	Cantera
Contenido de Sulfatos (SO ₄ ⁻)	NTP 339.178:2002	1000 m ³	Cantera
Contenido de Cloruros (Cl)	NTP 333.177:2002	1000 m ³	Cantera
Contenido de carbón y lignito	MTC E – 215	1000 m ³	Cantera
Reactividad	ASTM C – 84	1000 m ³	Cantera
Durabilidad	MTC E – 209	1000 m ³	Cantera
Porcentaje de Partículas Chatas y Alargadas (relación largo espesor: 3:1)	MTC E – 0221	250 m ³	Cantera

- i) Se harán los siguientes ensayos de consistencia de la mezcla:

TABLA 28

ENSAYO	NORMA	FRECUENCIA	LUGAR
Consistencia	MTC E – 705	1 por cada 3 m ³	Punto de vaciado

- j) Se harán los siguientes ensayos de resistencia del concreto:

TABLA 29

ENSAYO	NORMA	FRECUENCIA	LUGAR
Ensayo para determinar la resistencia a tracción por flexión o a la compresión	NTP 339.078:2001 NTP 339.034:1999	Una muestra por cada 450 m ² , pero no menos de una por día	Laboratorio

Para que los ensayos de probetas curadas bajo condiciones de laboratorio, se consideren satisfactorios, se deberá cumplir con la Norma E.060 Concreto Armado.

3.5.6

En los Pavimentos de Concreto Hidráulico terminados:

La *Supervisión* está obligada a efectuar las siguientes verificaciones:

- La superficie acabada no podrá presentar irregularidades mayores de tres milímetros (3 mm) cuando se compruebe con una regla de tres metros (3 m) colocada tanto paralela como perpendicularmente al eje de la vía, en los sitios que escoja la *Supervisión*.
- La resistencia a flexo-tracción a los 28 días, no será menor que la resistencia de diseño. En probetas prismáticas, se tolerará hasta 3,5 kg/cm² por debajo de la resistencia de diseño, siempre que al menos el 80% de los ensayos realizados sean iguales o superiores a la resistencia de diseño.
- La verificación del espesor la efectuará el Contratista cada trescientos cincuenta metros cuadrados (350 m²) o fracción, debiendo extraerse al menos dos (2) testigos cilíndricos mediante equipos provistos de brocas rotativas. Los testigos se extraerán después de transcurridos siete (7) días desde la colocación del concreto.
- Si el espesor promedio de los dos (2) testigos resulta inferior al espesor teórico de diseño (e_d) en más de quince milímetros (15 mm), se extraerán cuatro (4) testigos adicionales. De persistir la deficiencia, el Supervisor en coordinación con el **PR** definirá las acciones a tomar.

3.5.7

En los Pavimentos con Bloques Intertrabados (Adoquines) de Concreto de Cemento Portland Terminados:

La *Supervisión* está obligada a efectuar las siguientes verificaciones:

- La superficie acabada no podrá presentar irregularidades mayores de cinco milímetros (5 mm) cuando se compruebe con una regla de tres metros (3 m) colocada tanto paralela como perpendicularmente al eje de la vía, en los sitios que escoja la *Supervisión*.
- La *Supervisión* puede llevar a cabo la inspección de materiales en la fuente de origen así como en los laboratorios de control de calidad.
- El Contratista deberá entregar a la Entidad contratante el archivo completo de los ensayos de control de calidad efectuados durante la ejecución de la obra, como un requisito previo para la recepción de la obra.

CAPÍTULO 4
DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS URBANOS

4.1 MÉTODO DE DISEÑO

- 4.1.1 Se podrá utilizar cualquier método de diseño estructural sustentado en teorías y experiencias a largo plazo, tales como las metodologías AASHTO-93 y PCA, comúnmente empleadas en el Perú, siempre que se utilice la última versión vigente en su país de origen. El uso de cualquier otra metodología de diseño obliga a incluirla como anexo a la Memoria Descriptiva.
- 4.1.2 Alternativamente se podrán emplear las metodologías sugeridas en los Anexos B, D y F de esta Norma.

4.2 DISEÑO ESTRUCTURAL

4.2.1 En cualquier caso se efectuará el diseño estructural considerando los siguientes factores:

- a) Calidad y valor portante del suelo de fundación y de la sub-rasante.
- b) Características y volumen del tránsito durante el período de diseño.
- c) Vida útil del pavimento.
- d) Condiciones climáticas y de drenaje.
- e) Características geométricas de la vía.
- f) Tipo de pavimento a usarse.

4.3 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS

- 4.3.1 El **PR** deberá elaborar las especificaciones técnicas que tomen en cuenta las condiciones particulares de su proyecto. En los Anexos C, E y G se acompañan los lineamientos generales para las especificaciones constructivas de pavimentos asfálticos, de concreto de cemento Portland y con adoquines, respectivamente.
- 4.3.2 Los requisitos mínimos para los diferentes tipos de pavimentos, son los indicados en la Tabla 30.

TABLA 30

Tipo de Pavimento		Flexible	Rígido	Adoquines
Elemento				
Sub-rasante		95 % de compactación: Suelos Granulares - Proctor Modificado Suelos Cohesivos - Proctor Estándar		
Sub-base		Espesor compactado: ≥ 250 mm – Vías locales y colectoras ≥ 300 mm – Vías arteriales y expresas		
Base		CBR ≥ 40 %	CBR ≥ 30 %	
Imprimación/capa de apoyo		CBR ≥ 80 %	N.A.*	CBR ≥ 80%
Imprimación/capa de apoyo		Penetración de la Imprimación ≥ 5 mm	N.A.*	Cama de arena fina, de espesor comprendido entre 25 y 40 mm.
Espesor de la capa de rodadura	Vías locales	≥ 50 mm	≥ 150 mm	≥ 60 mm
	Vías colectoras	≥ 60 mm		≥ 80 mm
	Vías arteriales	≥ 70 mm		NR**
	Vías expresas	≥ 80 mm		NR**
Material		Concreto asfáltico ***	MR ≥ 34 Kg/cm ² (3,4 MPa)	f _c ≥ 380 Kg/cm ² (38 MPa)

Notas: * N.A.: No aplicable; ** N.R.: No Recomendable; *** El concreto asfáltico debe ser hecho preferentemente con mezcla en caliente. Donde el Proyecto considere mezclas en frío, estas deben ser hechas con asfalto emulsificado.

- a. En ningún caso la capa de rodadura será la base granular o el afirmado.
- b. En el caso de los pavimentos flexibles y bajo responsabilidad de la entidad encargada de otorgar la ejecución de las obras, se podrá considerar otras soluciones tales como: micropavimentos, lechadas bituminosas (slurry seal), tratamientos asfálticos superficiales, etc.
- c. En el caso de los pavimentos rígidos y bajo responsabilidad de la entidad encargada de otorgar la ejecución de las obras, se podrá considerar otras soluciones tales como: concreto con refuerzo secundario, concreto con refuerzo principal, concreto con fibras, concreto compactado con rodillo, etc.
- d. Los estacionamientos adyacentes a las vías de circulación tendrán de preferencia, las mismas características estructurales de estas. Alternativamente se podrán usar otros tipos de pavimentos sustentados con un diseño.

4.4 PAVIMENTOS ESPECIALES

4.4.1 Se consideran como pavimentos especiales a los siguientes:

- a) Aceras o Veredas.
- b) Pasajes Peatonales.
- c) Ciclovías.

4.4.2 Estos pavimentos deberán cumplir los siguientes requisitos:

TABLA 31

Tipo de Pavimento Elemento		Aceras o Veredas	Pasajes Peatonales	Ciclovías
		95 % de compactación: Suelos Granulares - Proctor Modificado Suelos Cohesivos - Proctor Estándar		
Sub-rasante		Espesor compactado: ≥ 150 mm		
Base		CBR ≥ 30 %	CBR ≥ 60%	
Espesor de la capa de rodadura	Asfáltico	≥ 30 mm		
	Concreto de cemento Portland	≥ 100 mm		
	Adoquines	≥ 40 mm (Se deberán apoyar sobre una cama de arena fina , de espesor comprendido entre 25 y 40 mm)		
Material	Asfáltico	Concreto asfáltico*		
	Concreto de cemento Portland	$f_c \geq 175 \text{ Kg/cm}^2 (17,5 \text{ MPa})$		
	Adoquines	$f_c \geq 320 \text{ Kg/cm}^2 (32 \text{ MPa})$	N.R. **	

* El concreto asfáltico debe ser hecho preferentemente con mezcla en caliente. Donde el Proyecto considere mezclas en frío, estas deben ser hechas con asfalto emulsificado.

** N.R.: No Recomendable.

CAPÍTULO 5
ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS PARA INSTALACIÓN
DE SERVICIOS PÚBLICOS

- 5.1 OBJETO**
- 5.1.1 Este Capítulo tiene por objeto regular los aspectos técnicos relacionados con la rotura y reposición de pavimentos, con la finalidad de conservar la infraestructura urbana, mantener el orden, la circulación y el tránsito, así como uniformizar los criterios de diseño y constructivos de los pavimentos afectados.
- 5.2 RESPONSABILIDADES**
- 5.2.1 Las empresas de servicios públicos, que realicen obras que afecten a cualquiera de los pavimentos considerados en esta Norma, tienen la obligación de presentar en las municipalidades la "Programación Anual de Ejecución de Obras en Áreas de Dominio Público", correspondientes al ejercicio del año siguiente, hasta la fecha que indiquen las respectivas Ordenanzas Municipales y en ausencia de éstas hasta el 31 de diciembre de cada año. Las municipalidades deberán actualizar esta Programación trimestralmente, comprendiendo las obras de mantenimiento, ampliación o construcción de obras nuevas, incluyendo los estudios básicos, planos, especificaciones técnicas, y los plazos previstos para las intervenciones programadas.
- 5.2.2 Las empresas de servicios públicos, así como cualquier otra persona natural o jurídica que realicen obras que afecten a cualquiera de los pavimentos considerados en esta Norma, tienen la obligación de presentar en las respectivas municipalidades, los Expedientes Técnicos de las obras por ejecutar conteniendo por lo menos:
- Memoria Descriptiva, incluyendo el Estudio de Suelos, el Diseño de Pavimentos según lo indicado en 1.5, señalización y plan de vías alternas.
 - Especificaciones Técnicas.
 - Planos.
 - Metrados y Presupuestos.
 - Cronograma de Ejecución de Obra.
 - Anexos.
- 5.2.3 Las municipalidades son las encargadas de revisar y aprobar los Expedientes Técnicos, autorizar la ejecución de las obras, velar por el cumplimiento de la presente Norma y además comprobar que las obras han sido ejecutadas de acuerdo con los planos y especificaciones técnicas del Proyecto aprobado.
- 5.3 ROTURA DE PAVIMENTOS**
- 5.3.1 Previamente a la rotura de pavimentos, la zona de trabajo debe estar perfectamente señalizada incluyendo a las vías alternas de ser el caso.
- 5.3.2 La rotura parcial de pavimentos debe hacerse adoptando formas geométricas regulares con ángulos rectos y bordes perpendiculares a la superficie. Para el corte se debe emplear disco diamantado.
- 5.3.3 Solamente se usará equipo rompe-pavimento en labores de demolición.
- 5.3.4 Los desmontes provenientes de la rotura de pavimentos deben eliminarse de la zona de trabajo antes de proceder con las excavaciones, con el objeto de evitar la contaminación de los suelos de relleno con desmontes.
- 5.4 EXCAVACIÓN**
- 5.4.1 No debe excavar las zanjas con demasiada anticipación a los trabajos motivo del Expediente Técnico.

- 5.4.2 Para profundidades mayores de 1,50 m, el **PR** del **EMS**, deberá indicar si se requiere o no entibar las paredes de las zanjas con el objeto de evitar que colapsen. El diseño del sistema de sostenimiento debe ser parte del Expediente Técnico.
- 5.4.3 Las operaciones de excavación no deberán iniciarse mientras no se cuente con un Plan de Desvío y Señalización comprobado.
- 5.4.4 El material excedente deberá eliminarse fuera de la obra en un plazo máximo de 24 horas.
- 5.5 RELLENO Y COMPACTACIÓN**
- 5.5.1 Los fines esenciales de un buen relleno son:
- Proporcionar un lecho apropiado para el apoyo y confinamiento de los servicios públicos; y
 - Proporcionar por encima de los servicios públicos, un material que sirva para transmitir adecuadamente las cargas vehiculares a las capas inferiores, sin dañar los servicios, ni provocar hundimientos en el pavimento.
- 5.5.2 El relleno debe seguir a la instalación de los servicios públicos tan cerca como sea posible. En todos los casos debe programarse los trabajos de tal manera que los procesos de excavación, colocación de los servicios públicos y relleno, queden limitados a distancias cortas, que permitan colocarlos con la misma velocidad con que se abren las zanjas.
- 5.5.3 Los rellenos en general se clasifican en tres grupos. El **PR** incluirá en su proyecto las características de cada uno de ellos.
- Cama de Apoyo:** Es aquella que soporta directamente a los servicios públicos (cables, tuberías o ductos) y generalmente es un suelo granular, uniforme, libre de gravas, piedras y materiales vegetales. Se requiere que en operación tenga una densidad de por lo menos el 90% de su Máxima Densidad Seca Teórica obtenida en el ensayo Proctor Modificado (NTP 339.141:1999).
 - Relleno de confinamiento:** Es el que va alrededor de los servicios públicos y hasta una altura variable entre 15 cm y 20 cm por encima de ellos. Generalmente es de material seleccionado similar al de la Cama de Apoyo, el que se coloca por capas para permitir su apisonado alrededor de cables, tuberías o ductos. Se requiere que tenga una densidad de por lo menos el 90% de su Máxima Densidad Seca Teórica obtenida en el ensayo Proctor Modificado (NTP 339.141:1999).
 - Relleno masivo:** Llegará hasta el nivel de la sub-rasante del pavimento existente. Podrá ser hecho con material propio, es decir con el extraído de la excavación, con o sin selección previa, o con material de préstamo, definido por el **PR**. Se coloca por capas de espesor compactado a humedad óptima dependiente del tipo de suelo y del equipo empleado en la compactación. Se requiere que tenga una densidad de por lo menos el 90% de su Máxima Densidad Seca Teórica obtenida en el ensayo Proctor Modificado (NTP 339.141:1999) para suelos predominantemente cohesivos y del 95% de su Máxima Densidad Seca Teórica obtenida en el ensayo Proctor Modificado (NTP 339.141:1999) para los suelos predominantemente granulares.
- 5.5.4 Todo relleno se controlará por cada capa compactada, a razón de un control por cada 50 m. Excepto en los casos en que el espesor de la capa compactada sea menor de 15 cm, donde el control se hará cada dos o tres capas, según sea el caso. Si la obra tiene menos de 50 m, los controles se harán a razón de dos por cada capa compactada distribuyéndolos en tresbolillo entre dos capas sucesivas cualesquiera. En el caso de suelos arenosos el **PR** podrá proponer otros sistemas de control de la compactación.
- 5.6 REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS**
- 5.6.1 La reposición de los pavimentos afectados debe efectuarse con materiales de las mismas características que el pavimento original, excepto en el caso de los pavimentos de concreto hidráulico rehabilitados con una sobre capa asfáltica de superficie, en que a criterio del **PR**

se podrá hacer la reposición con un pavimento de concreto asfáltico, que tenga el mismo Número Estructural que el pavimento mixto existente.

- 5.6.2 Las mezclas asfálticas para reposiciones deberán ser preferentemente en caliente. Donde el Proyecto considere mezclas en frío, estas deben ser hechas con asfalto emulsificado.
- 5.6.3 En cualquier caso, la superficie de la reposición deberá quedar enrasada con la superficie del pavimento existente, sin depresiones ni sobre elevaciones.
- 5.7 **CONTROL DE CALIDAD**
- 5.7.1 Se tomarán las pruebas y se ejecutarán los mismos tipos de ensayos y con las mismas frecuencias indicados en el Capítulo 3 para pavimentos nuevos.

CAPÍTULO 6 MANTENIMIENTO DE PAVIMENTOS

- 6.1 **OBJETO**
- Este Capítulo tiene por objeto regular los aspectos técnicos relacionados con el mantenimiento de los pavimentos, con la finalidad de conservar la infraestructura urbana, manteniendo el orden, la circulación y el tránsito; así como uniformizar los criterios de mantenimiento y rehabilitación.
- 6.2 **RESPONSABILIDAD POR LA GESTIÓN DEL MANTENIMIENTO**
- Corresponde a las Municipalidades y comprende principalmente cinco responsabilidades:
- a) Planeamiento del programa anual, incluyendo la previsión de los recursos y el presupuesto necesarios.
 - b) Disponer que los fondos sean asignados adecuadamente en toda la Red Vial y decidir las prioridades.
 - c) Programar y autorizar los trabajos.
 - d) Responsabilizarse de que las cuadrillas involucradas en el mantenimiento lo hagan de manera adecuada y efectiva.
 - e) Monitorear la calidad y efectividad de las actividades de mantenimiento.
- 6.3 **ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO**
- Aparte de la Rehabilitación que es el refuerzo estructural del pavimento cuando ha cumplido su Vida de Servicio, hay cuatro actividades de mantenimiento, que se clasifican en términos de su frecuencia:
- a) Mantenimiento rutinario, requerido de manera continúa en todas las vías, independientemente de sus características o volumen del tráfico. Por ejemplo: barrido, corte de grass, limpieza de drenes y cunetas, mantenimiento de alcantarillas y mantenimiento de la señalización.
 - b) Mantenimiento recurrente, requerido a intervalos pre establecidos durante el año, con una frecuencia que depende del volumen del tráfico. Por ejemplo: reparación de baches y bordes, sellado de grietas.
 - c) Mantenimiento periódico, requerido a intervalos de algunos años. Por ejemplo: sellado de toda la superficie, reparación de bermas y señalización superficial (pintado).
 - d) Mantenimiento urgente, necesario para hacer frente a emergencias y problemas que requieren acción inmediata, cuando bloquean una vía. Por ejemplo: remoción de obstáculos, colocación de señales de peligro y trabajos diversos.
- 6.4 **TAREAS DE MANTENIMIENTO**
- Se refiere a la secuencia de trabajos necesarios para las Actividades de Mantenimiento:
- a) Inventario. Es el registro de las características básicas de cada sección de la Red Vial.
 - b) Inspección. Consiste en la auscultación del pavimento y la medición de su Condición.

- c) Determinación del tipo de mantenimiento. Es el análisis de las fallas y definición de las actividades de mantenimiento necesarias.
- d) Estimación de recursos. Es el costeo del programa de mantenimiento para definir el presupuesto.
- e) Identificación de prioridades. Etapa en la que se decide el orden de prelación cuando los recursos son limitados.
- f) Programa de trabajo y medición del comportamiento. Es la etapa en la que se controla el trabajo que está siendo ejecutado.
- g) Monitoreo. Verificación de la calidad y efectividad del trabajo.

CAPÍTULO 7 PRESENTACIÓN DEL PROYECTO

7.1 DOCUMENTOS

7.1.1 Todo proyecto de pavimentación contendrá los siguientes documentos:

- a) Informe Técnico relativo a la Memoria Descriptiva del Estudio de Suelos con fines de Pavimentación, conteniendo un Anexo con planos de ubicación de las obras, registros de las calicatas y perforaciones, resultados de los ensayos de laboratorio y fotografías.
- b) Plano de pavimentos mostrando los detalles constructivos en planta; secciones y detalles.
- c) Especificaciones Técnicas.

7.2 INFORME TÉCNICO

Comprenderá los siguientes puntos:

7.2.1 Resumen de las condiciones de pavimentación, conteniendo una breve descripción de todos los tópicos del Informe principal:

- a) Criterios de Proyecto.
- b) Características de la sub-rasante.
- c) Características del tránsito.
- d) Estructura del pavimento.
- e) Recomendaciones.

7.2.2 Generalidades: conteniendo una descripción de la ubicación de las obras, las características topográficas del terreno, el estado de las vías existentes, los tipos de pavimentos a emplearse en el Proyecto, la climatología, alcances y limitaciones del Informe Técnico.

7.2.3 Exploración de campo: Con la descripción detallada de los trabajos efectuados en el campo.

7.2.4 Ensayos de Laboratorio: Con la descripción detallada de los trabajos efectuados en el Laboratorio.

7.2.5 Interpretación de los Resultados: análisis de los ensayos de campo y laboratorio conjuntamente con la información referencial, para elaborar los perfiles estratigráficos típicos, y caracterizar la sub-rasante y el suelo de fundación.

7.2.6 Diseño estructural de Pavimentos: con una descripción de los parámetros utilizados y la metodología empleada.

7.3 PLANOS

Considerando los detalles constructivos de los pavimentos y de sus obras de protección:

7.3.1 Espesores, detalles de juntas en planta y en sección, encuentro con otras obras existentes.

7.3.2 Otros detalles que el **PR** considere necesarios.

7.3.3 Especificaciones Técnicas relativas a la sub-rasante, cada una de las capas que conforman el pavimento y materiales no convencionales tales como geosintéticos, fibras, aditivos, selladores, etc.

7.4 **ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Conteniendo como mínimo lo indicado en los Anexos C, E y G, de acuerdo al tipo de pavimento.

ANEXO A
GLOSARIO DE TÉRMINOS

ACERA O VEREDA

Parte de la vía urbana ubicada entre la pista y el límite de la propiedad, destinada al uso peatonal. Pueden ser de concreto simple, asfalto, unidades intertrabadas (adoquines), o cualquier otro material apropiado.

AFIRMADO

Capa de material selecto procesado de acuerdo a diseño, que se coloca sobre la sub-rasante o sub-base de un pavimento. Funciona como capa de rodadura y de soporte al tráfico en vías no pavimentadas. Esta capa puede tener un tratamiento de estabilización.

AGENTE ESTABILIZADOR

Producto adicional diferente al suelo que se le añade con la finalidad de mejorar sus propiedades físico-mecánicas.

ALAMEDA

Calle amplia con arborización intensa.

AÑO BASE

Es el año para el que se escogen y consideran los datos del tráfico que servirá de base al tráfico de diseño.

APROBACIÓN

Autorización o aceptación escrita del proyecto por parte de la Entidad correspondiente previamente a la ejecución de las obras.

Autorización o aceptación escrita de una actividad por parte de la Supervisión.

BASE

Capa generalmente granular, aunque también podría ser de suelo estabilizado, de concreto asfáltico, ó de concreto hidráulico. Su función principal es servir como elemento estructural de los pavimentos, aunque en algunos casos puede servir también como capa drenante.

BERMA CENTRAL

Es un elemento separador a nivel o ligeramente por encima de la vía principal del tránsito, que actúa como confinante y protector de pavimento. Ver sección típica en Figura A1.

BERMA LATERAL

Extensión del nivel de la calzada para el estacionamiento de vehículos. Deberá tener un diseño propio. Ver sección típica en Figura A1.

BOMBEO

Es la convexidad dada a la sección transversal de una vía para facilitar el drenaje de las aguas superficiales.

CALLE

En su sentido más genérico es una vía pública en un área urbana entre límites de propiedad, con o sin acera, destinada al tránsito de peatones y/o vehículos. Ver sección típica en Figura A1

CALZADA O PISTA

Parte de una vía destinada al tránsito de vehículos. Ver sección típica en Figura A1

CAMIONES

Vehículos tipo C2 del Reglamento Nacional de Vehículos, con configuraciones iguales a 2 ejes y 6 llantas. Incluyen ómnibuses y camiones de 4 llantas de base ancha. No incluyen automóviles camionetas, Pick-Ups, ni paneles.

CAMIONES PESADOS

Vehículos del Reglamento Nacional de Vehículos, con configuraciones de ejes mayores a las de vehículos tipo C2.

CAPA ASFALTICA DE SUPERFICIE

Es la capa superior de un pavimento asfáltico, llamada también Capa de Desgaste o Capa de Rodadura.

CAPACIDAD DE LA VIA

Es el máximo número de vehículos de todos los tipos para los que la vía deberá ser diseñada geoméricamente.

CAPA DE BASE ASFALTICA

Es una capa estructural de algunos pavimentos flexibles compuesta de agregados minerales unidos con productos asfálticos. También conocida como Base Negra.

CAPA DE SUB-RASANTE

Porción superior del terreno natural en corte o porción superior del relleno, de 20 cm de espesor compactado en vías locales y colectoras y de 30 cm de espesor compactado en vías arteriales y expresas.

CARGA POR EJE SIMPLE EQUIVALENTE A 80 kN (ESAL por sus siglas en inglés)

Es el efecto sobre el pavimento de cualquier combinación de cargas por eje de magnitud variada, expresada en el número de aplicaciones de un eje simple de 80 kN.

CARRIL

Parte de la calzada destinada a la circulación de una fila de vehículos.

CARRIL DE DISEÑO

Es el carril sobre el que se espera el mayor número de aplicaciones de cargas por eje simple equivalente de 80 kN. Normalmente, será cualquiera de los carriles en una vía de 2 carriles en el mismo sentido, o el carril exterior en una vía de carriles múltiples también en el mismo sentido.

CICLOVIA

Espacio dentro de la vía urbana destinado exclusivamente al tránsito de bicicletas.

COEFICIENTE DE CAPA (a_i)

Número expresado en unidades de 1/pulg, o 1/cm, que representa la resistencia relativa de los materiales de construcción, que forman parte del pavimento. Los valores promedio usados en la Pista de Prueba AASHO son:

- Concreto asfáltico mezcla en caliente para capa de superficie : 0,44/pulg.
- Base granular de piedra chancada : 0,14/pulg
- Sub-base de grava arenosa : 0,11/pulg

COEFICIENTES DE DRENAJE C_d y m_i

Son los parámetros que representan en la metodología AASHTO de 1993 a las características de drenabilidad de un material granular empleado como base o sub-base y se expresan como C_d para pavimentos rígidos y como m_i para pavimentos flexibles y cuyo valor

depende del tiempo en que estos materiales se encuentran expuestos a niveles de humedad cercana a la saturación y del tiempo en que drena el agua.

En las Tablas A1 y A2 se presentan los coeficientes recomendados por la AASHTO

TABLA A1

Valores de C_d recomendados por la AASHTO para pavimentos rígidos.

C_d	Tiempo transcurrido para que el suelo libere el 50% de su agua libre	Porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento estará expuesta a niveles de humedad cercanas a la saturación			
		Menos a 1%	1 - 5%	5 - 25%	Más de 25%
Excelente	2 horas	1,25 - 1,20	1,0 - 1,15	1,15 - 1,10	1,10
Bueno	1 día	1,20 - 1,15	1,15 - 1,10	1,10 - 1,00	1,00
Regular	1 semana	1,15 - 1,10	1,10 - 1,00	1,00 - 0,90	0,90
Pobre	1 mes	1,10 - 1,00	1,00 - 0,90	0,90 - 0,80	0,80
Muy pobre	Nunca	1,00 - 0,90	0,90 - 0,80	0,80 - 0,70	0,70

TABLA A2

Valores de m_i recomendados por la AASHTO para pavimentos flexibles

m_i	Tiempo transcurrido para que el suelo libere el 50% de su agua libre	Porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento estará expuesta a niveles de humedad cercanas a la saturación			
		Menos a 1%	1 - 5%	5 - 25%	Más de 25%
Excelente	2 horas	1,40 - 1,35	1,35 - 1,30	1,30 - 1,20	1,20
Bueno	1 día	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,15 - 1,00	1,00
Regular	1 semana	1,25 - 1,15	1,15 - 1,05	1,00 - 0,80	0,80
Pobre	1 mes	1,15 - 1,05	1,05 - 0,80	0,80 - 0,60	0,60
Muy pobre	Nunca	1,05 - 0,95	0,95 - 0,75	0,75 - 0,40	0,40

CONCRETO ASFALTICO

Es una mezcla compuesta de cemento asfáltico y agregados bien graduados, de alta calidad, completamente compactada en una masa densa y uniforme.

CONSTRUCCION PLANIFICADA POR ETAPAS

Es la construcción de calles y avenidas colocando capas sucesivas de acuerdo a un diseño y cronograma preestablecidos.

CONTRATISTA

Persona natural o jurídica contratada para ejecutar todo o parte del trabajo según los planos y especificaciones del contrato.

CONTRATO

Es un documento o instrumento jurídico suscrito entre dos o mas partes para crear, regular, modificar ó extinguir una relación jurídica patrimonial.

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

Proceso físico y/o químico por el que se mejoran las propiedades físico- mecánicas del suelo natural en corte o de los materiales de préstamo en relleno, con el objeto de hacerlos estables.

ESTACIONAMIENTO

Espacio pavimentado destinado al aparcamiento vehicular.

ENTIBAR

Apuntalar, estabilizar con maderas, metales y tablas las excavaciones con riesgo de falla.

ENTIDAD CONTRATANTE

La que conjuntamente con el **PR**, el Supervisor y el contratista suscribe el respectivo contrato.

EJE ESTANDAR

Eje simple con ruedas duales con una carga de 80 kN (8,2 t ó 18 kips).

ESALs DE DISEÑO

Es el número de aplicaciones de cargas por Eje Estándar, previsto durante el Período de Diseño. El procedimiento usado para convertir un flujo de tráfico con diferentes cargas y configuraciones por eje en un número de tráfico para el diseño, consiste en convertir cada carga por eje esperada sobre la vía durante el período de diseño, en un número de cargas por eje estándar, sumándolas luego.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Parte del expediente técnico en la que se detallan la descripción de los trabajos, los materiales, los equipos y procedimientos de construcción, el control de calidad, la medición y forma de pago. El **PR**, es el autor y responsable de la emisión de las Especificaciones Técnicas.

ESPESOR DE DISEÑO

Es el espesor de cada capa del pavimento, determinado en el diseño.

ESPESOR EFECTIVO

El espesor efectivo de cada capa de un pavimento existente se calcula multiplicando su espesor real por los correspondientes factores de conversión, según el método de diseño.

ESTACIONAMIENTO

Superficie pavimentada, con o sin techo, destinada exclusivamente al parqueo de vehículos.

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO

Es una estructura de pavimento con todas sus capas de mezclas asfálticas, o de una combinación de capas asfálticas y base granulares, colocadas encima de la sub-rasante natural o estabilizada.

ESTUDIO DE CARGAS

Es un estudio para determinar el peso transportado por cada eje y el número de ejes para cada tipo de camiones pesados.

FACTOR CAMIÓN

Es el número de aplicaciones de cargas por eje simple equivalentes a 80 kN, producidas por una pasada de un vehículo cualquiera del Reglamento Nacional de Vehículos vigente. Los Factores Camión pueden aplicarse a vehículos de un solo tipo o clase o a un grupo de vehículos de diferentes tipos.

FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA

Es un factor utilizado para convertir las aplicaciones de cargas por eje de cualquier magnitud, a un número de cargas por eje simple equivalentes a 80 kN.

IMPRIMACION ASFÁLTICA

Asfalto diluido, aplicado con un rociador de boquilla que permita una distribución uniforme sobre la Base Granular para impermeabilizarla y lograr su adherencia con la Capa Asfáltica de Superficie.

ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD FINAL (p_t)

Se establece como la condición de la superficie del pavimento que no cumple con las expectativas de comodidad y seguridad exigidas por el usuario y corresponde al valor más bajo antes de que sea necesario rehabilitar o reconstruir un pavimento. En la Tabla A3 se proponen algunos valores para el índice de serviciabilidad final de pavimentos urbanos.

TABLA A3
Índice de Serviciabilidad Final (p_t)

p_t	Tipo de Vía
3,00	Expresas
2,50	Arteriales
2,25	Colectoras
2,00	Locales y estacionamientos

ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD INICIAL (p_o)

Se establece como la condición original del pavimento inmediatamente después de su construcción o rehabilitación. AASHTO'93 estableció (si no se tiene información disponible para diseño) los siguientes valores:

- a) Para pavimentos rígidos, un valor inicial deseable p_o de 4,5; y
- b) Para pavimentos flexibles un valor inicial deseable p_o de 4,2.

INGENIERO RESIDENTE

Ingeniero Civil Colegiado y habilitado, responsable de la ejecución y dirección de la obra, en representación del Contratista.

INSPECTOR

Ingeniero Civil Colegiado en ejercicio, representante de la Entidad Contratante en quien se ha delegado la responsabilidad de administrar un determinado proyecto.

JUNTAS DE CONTROL

Se denomina así, en un pavimento de concreto de cemento Pórtland, a las juntas formadas o aserradas, para controlar el agrietamiento.

LABORATORIO

Es una organización que mide, examina, ejecuta los ensayos; o de otra forma, determina las características o el comportamiento de materiales o productos.

LOSA DE CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND

Superficie de rodadura y principal elemento estructural en los pavimentos rígidos.

LOTE

Es una cantidad medida de material o construcción producidos por el mismo proceso.

MÉTODOS DE ENSAYO PARA LA EVALUACION DE MATERIALES

Ensayos normalizados y usados para evaluar los materiales empleados en el proyecto.

MÓDULO DE RESILIENCIA O MÓDULO RESILIENTE (M_r)

Es una medida de la propiedad elástica del suelo, reconociéndole ciertas características no lineales. El módulo de resiliencia se puede usar directamente en el diseño de pavimentos flexibles, pero debe convertirse a módulo de reacción de la sub-rasante (valor k), para el diseño de pavimentos rígidos o compuestos.

MÓDULO DE ROTURA (MR)

Es una medida de la resistencia a la tracción por flexión del concreto. Se determina mediante el ensayo ASTM C78 de la viga cargada en los tercios.

MUESTRA

Es un segmento de una población seleccionado según la norma correspondiente o un procedimiento estadístico aceptado, para representar a toda la población.

MUESTREO ALEATORIO

Una muestra tomada empleando un plan de muestreo, en el cual cada unidad del lote debe tener la oportunidad de ser elegida.

NIVEL DE SERVICIO PSI

Es un parámetro que califica la serviciabilidad de una vía.

TABLA A4
Valores de PSI y calificación de la serviciabilidad

PSI	Calificación
0,0	Intransitable
0,1 - 1,0	Muy malo
1,1 - 2,0	Malo
2,1 - 3,0	Regular
3,1 - 4,0	Bueno
4,1 - 4,9	Muy bueno
5,0	Excelente

NÚMERO ESTRUCTURAL (SN)

Es un número adimensional abstracto que expresa la resistencia estructural de un pavimento, requerida para un número de combinaciones de soporte del suelo (M_R), ESALs, Δ PSI, y m_i . El SN requerido puede ser convertido a espesores reales de carpeta de rodadura base y sub-base, por medio de coeficientes de capa apropiados que representan la resistencia relativa de los materiales de construcción

PASAJES PEATONALES

Parte de la vía urbana ubicada entre límites de la propiedad, destinada al uso peatonal. Pueden ser de concreto simple, asfalto, unidades intertrabadas (adoquines), o cualquier otro material apropiado.

PAVIMENTO

Estructura compuesta por capas que apoya en toda su superficie sobre el terreno preparado para soportarla durante un lapso denominado Período de Diseño y dentro de un rango de Serviciabilidad. Esta definición incluye pistas, estacionamientos, aceras o veredas, pasaje peatonales y ciclovías

PAVIMENTOS FLEXIBLES (PAVIMENTOS ASFÁLTICOS)

Clasificación por comportamiento de los pavimentos con superficie asfáltica en cualquiera de sus formas o modalidades (concreto asfáltico mezcla en caliente, concreto asfáltico mezcla en frío, mortero asfáltico, tratamiento asfáltico, micropavimento, etc.), compuesto por una o más capas de mezclas asfálticas que pueden o no apoyarse sobre una base y una sub base granulares. El pavimento asfáltico de espesor total (full-depth®), es el nombre patentado por el Instituto del Asfalto, para referirse a los pavimentos de concreto asfáltico construidos directamente sobre la sub-rasante.

PAVIMENTOS SEMI FLEXIBLES (INTERTRABADOS)

Pavimento cuya capa de rodadura estuvo tradicionalmente conformada por unidades de piedra, madera o arcilla cocida. En la actualidad se utilizan unidades de concreto colocadas sobre una capa de arena, rellenando los espacios entre ellas con arena, para proveerles de trabazón. De la misma manera que los pavimentos asfálticos tienen una base y además pueden tener una sub-base. Su comportamiento se puede considerar como semi-flexible.

PAVIMENTOS RIGIDOS (DE CONCRETO HIDRÁULICO)

Clasificación por comportamiento de los pavimentos de concreto de cemento hidráulico en cualquiera de sus formas o modalidades (losas de concreto simple con juntas, losas de concreto reforzado con juntas, suelo-cemento, concreto compactado con rodillo, etc.).

PERDIDA DE SERVICIABILIDAD (ΔPSI)

Es el cambio en la serviciabilidad de una vía durante el período de diseño y se define como la diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial (p_o) y final (p_t).

$$\Delta PSI = p_o - p_t$$

PERIODO DE DISEÑO

Es el tiempo, normalmente expresado en años, transcurrido entre la construcción (denominada año cero) y el momento de la rehabilitación del pavimento.

PISTA

Ver calzada.

PLAN DE MANEJO VIAL

Conjunto de actividades temporales, necesarias para mantener el tránsito fluido mientras duren las obras.

PROPIETARIO

Es la persona natural o jurídica, que acredita ser titular del dominio del predio al que se refiere una obra.

PROYECTO

Información técnica que permite ejecutar una obra de pavimentación.

PROFESIONAL RESPONSABLE (PR)

Ingeniero Civil Colegiado y en ejercicio que ha elaborado los estudios y diseños del proyecto de pavimentación.

RASANTE

Es el nivel superior del pavimento terminado. La Línea de Rasante se ubica en el eje de la vía.

SERVICIABILIDAD

Habilidad de un pavimento para servir a los tipos de solicitaciones (estáticas o dinámicas) para los que han sido diseñados.

SUB-RASANTE

Es el nivel inferior del pavimento paralelo a la rasante.

SUPERVISIÓN

Persona natural o jurídica, cuya función es la de verificar que la obra se ejecute conforme a los proyectos aprobados, se sigan procesos constructivos acorde con la naturaleza de la obra, y se cumplan con los plazos y costos previstos en el contrato de la obra.

SUPERVISOR

Ingeniero Civil Colegiado y en ejercicio, representante de la *Supervisión* en la obra.

TIPOS DE VIAS

El sistema vial esta constituido por vías expresas, vías arteriales, vías colectoras, vías locales y pasajes

TRÁFICO

Determinación del número de aplicaciones de carga por eje simple equivalente, evaluado durante el período de diseño de proyecto.

Si el número de aplicaciones es menor de 104 ESALs se considera Tráfico Ligero.

Si el número de aplicaciones es mayor o igual a 104 ESALs y menor de 106 ESALs se considera como Tráfico Medio.

Si el número de aplicaciones es mayor a 10⁶ ESALs se considera tráfico alto.

TRÁNSITO

Acción de ir o pasar de un punto a otro por vías públicas

VEREDA

Ver Acera. Ver sección típica en Figura A1

VÍAS URBANAS

Espacio destinado al tránsito de vehículos y/o personas que se encuentra dentro del límite urbano. Según la función que prestan se clasifican en:

- Vías Expresas;
- Vías Arteriales;
- Vías Colectoras; y
- Vías Locales.

VÍAS EXPRESAS

Son vías que permiten conexiones interurbanas con fluidez alta. Unen zonas de elevada generación de tráfico, transportando grandes volúmenes de vehículos livianos, con circulación a alta velocidad y limitadas condiciones de accesibilidad. Eventualmente, el transporte colectivo de pasajeros se hará mediante buses en carriles segregados con paraderos en los intercambios. En su recorrido no es permitido el estacionamiento, la descarga de mercancías ni el tránsito de peatones.

VÍAS ARTERIALES

Son vías que permiten conexiones interurbanas con fluidez media, limitada accesibilidad y relativa integración con el uso de las áreas colindantes. Son vías que deben integrarse con el sistema de vías expresas y permitir una buena distribución y repartición del tráfico a las vías colectoras y locales. En su recorrido no es permitida la descarga de mercancías. Se usan para todo tipo de tránsito vehicular. Eventualmente el transporte colectivo de pasajeros se hará mediante buses en vías exclusivas o carriles segregados con paraderos e intercambios.

VÍAS COLECTORAS

Son aquellas que sirven para llevar el tránsito de las vías locales a las arteriales, dando servicio tanto al tránsito vehicular, como acceso hacia las propiedades adyacentes. El flujo de tránsito es interrumpido frecuentemente por intersecciones semaforizadas, cuando empalman con vías arteriales y con controles simples con señalización horizontal y vertical, cuando empalman con vías locales. El estacionamiento de vehículos se realiza en áreas adyacentes, destinadas especialmente a este objetivo. Se usan para todo tipo de vehículo.

VÍAS LOCALES

Son aquellas que tienen por objeto el acceso directo a las áreas residenciales, comerciales e industriales y circulación dentro de ellas.

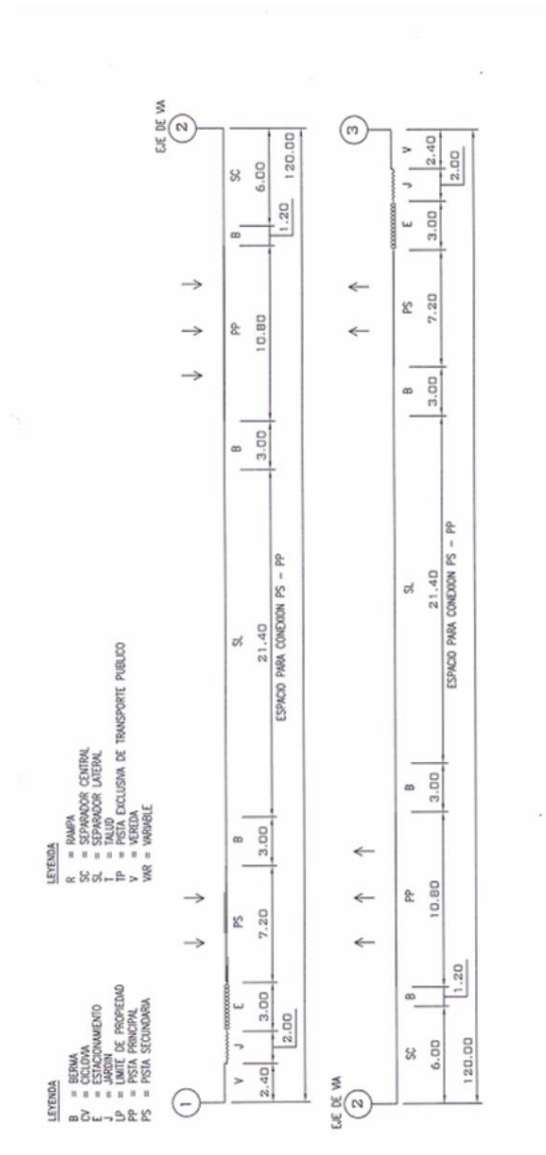
VOLUMEN PROMEDIO DIARIO (V.P.D.)

Es el promedio de los vehículos que circulan durante las 24 horas del día.

ZONA DEL PROYECTO

Zonas situadas dentro de las áreas de construcción del proyecto o adyacentes a estas, que son modificadas y/o afectadas por el proyecto.

Figura A1 (Sección Típica Referencial)



ANEXO B
MÉTODO SUGERIDO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS
ASFÁLTICOS URBANOS²

INTRODUCCIÓN

Dentro de los múltiples métodos existentes para el diseño de pavimentos asfálticos urbanos, se encuentra la metodología propuesta por el Instituto de Asfalto para Pavimentos Asfálticos de Espesor-Total (ver Glosario) (IS-91)³, modificada por el Comité Especializado de la NTE CE.010 Pavimentos, para permitir la transformación de espesores de concreto asfálticos a espesores de Bases y Sub-bases Granulares, manteniendo constante el Número Estructural (SN).

GENERALIDADES

Esta metodología es aplicable en vías locales, vías colectoras, playas de estacionamiento, estaciones de servicio y accesos. Para vías arteriales y vías expresas se debe consultar el manual MS-1 del Instituto del Asfalto o similar. Para condiciones excepcionales de carga o tránsito (pavimentos industriales, almacenes y terminales), se debe consultar el manual MS-23 del Instituto del Asfalto o similar. Se consideran condiciones excepcionales de carga las que exceden los límites legales permisibles por el Reglamento Nacional de Pesos y Dimensiones Vehiculares, o las transmitidas por otros tipos de vehículos tales como montacargas, grúas, etc.

FACTORES QUE AFECTAN AL DISEÑO

Los principales factores que afectan el diseño de una estructura de pavimento asfáltico son:

- A. El tráfico – peso y número de vehículos
- B. El soporte de la sub-rasante
- C. Las propiedades de los materiales en la estructura del pavimento
- D. El medioambiente

TRÁFICO

La metodología de diseño está basada en dos tipos de tráfico:

- (1) Vehículos ligeros y
- (2) Camiones.

Los espesores de pavimentos para automóviles mostrados en la Tabla B2, columna A, son adecuados para soportar a los eventuales camiones⁴ que ingresan a las vías locales, a los accesos y a las playas de estacionamiento. Sin embargo, en el caso de tránsito de camiones pesados⁵, deberán usarse los espesores mostrados en la Tabla B3, columna B.

SUB-RASANTE

Se deberá efectuar ensayos de laboratorio para determinar las características de soporte de carga de los suelos de sub-rasante.

Los suelos de sub-rasante se clasifican como:

1. **Excelente a Bueno.** Los suelos de sub-rasante **Excelentes** no se ven afectados por la humedad o por el congelamiento. Ellos incluyen arenas o gravas limpias y angulosas, particularmente aquellas que son bien graduadas. Propiedades típicas: Módulo Resiliente $\geq 170\text{MPa}$ (25,000 psi), CBR $\geq 17\%$. Los suelos de sub-rasante **Buenos** retienen una cantidad sustancial de su capacidad de soportar cargas cuando están

² **NOTA:** Esta publicación se refiere a playas de estacionamiento abiertas y accesos construidos sobre el terreno, no a pavimentaciones sobre cubiertas de estructuras.

³ Basado en Information Series N° 91 (IS-91) del Asphalt Institute. Quinta edición.

⁴ Vehículos tipo C2 del Reglamento Nacional de Vehículos.

⁵ Todos los vehículos con peso bruto mayor que C2 del Reglamento Nacional Vehículos.

húmedos. Incluyen las arenas limpias, arenas con gravas y suelos libres de cantidades perjudiciales de materiales plásticos. Propiedades típicas: 80 MPa (12,000 psi) < Módulo Resiliente < 170 MPa (25,000 psi); 8% < CBR < 17%.

2. **Regular**, los suelos de sub-rasante son moderadamente estables bajo condiciones adversas de humedad. Incluye suelos como arenas eólicas, arenas limosas y arenas gravosas que contienen cantidades moderadas de arcillas y limos. Propiedades típicas: 30 MPa (4,500 psi) < Módulo Resiliente < 80 MPa (12,000 psi) y 3% < CBR < 8%
3. **Pobre**, Suelos blandos y plásticos cuando están húmedos. Incluyen suelos con cantidades apreciables de arcillas y limos. Los limos gruesos y arenas eólicas arenosas también pueden mostrar pobres capacidades portantes en áreas donde la penetración por helada dentro de la sub-rasante es un factor. Propiedades típicas: Módulo Resiliente \leq 30 MPa (4,500 psi), CBR \leq 3%.

MATERIALES PARA PAVIMENTACIÓN

La metodología de diseño del Instituto del Asfalto (IS-91), considera un solo material para pavimentación, el concreto asfáltico mezcla en caliente. Sin embargo, en esta metodología modificada se ha considerado además a las bases y sub-bases granulares como materiales para pavimentación.

En esta metodología de diseño, para el concreto asfáltico en caliente se considera un tamaño máximo nominal del agregado comprendido entre 37,5 mm y 9,5 mm.

Los materiales de base y sub-base granulares deberán cumplir como mínimo con los requisitos del Anexo C.

MEDIO AMBIENTE

En la Tabla B.1 se dan los grados de asfalto recomendados para diferentes condiciones variadas de temperatura.

TABLA B1

Condición de Temperatura	Grados de Asfalto
Frío, temperatura media anual del aire \leq 7 °C	PEN 120/150, 85/100
Templado, temperatura media anual del aire entre 7 °C y 24 °C	PEN 85/100, 60/70
Caliente, temperatura media anual del aire \geq 24 °C	PEN 60/70, 40/50

ESPESORES DE PAVIMENTOS

Las Tablas B.2 y B.3 muestran los espesores de pavimentos "Todo Espesor" (Full-Depth) para vías locales, vías colectoras, playas de estacionamiento, estaciones de servicio y accesos.

Para vías arteriales, vías expresas y en general para condiciones mayores que las mostradas en las Tablas mencionadas o para diseños más precisos, se deberá usar cualesquiera metodología de diseño de pavimentos flexibles, aceptada mundialmente, tales como el

Manual para el Diseño de Espesores (MS-1) del Instituto del Asfalto, o la Guía AASHTO para el Diseño de Espesores de Pavimentos, ambas en su versión vigente al momento de aplicación de esta Norma.

El pavimento puede construirse solo de concreto asfáltico directamente sobre la sub-rasante, o según el procedimiento descrito a continuación.

FACTORES DE EQUIVALENCIA ENTRE MATERIALES

Para convertir los espesores del concreto asfáltico mezcla en caliente a bases y sub-bases granulares, con CBRs de 100% y 30% respectivamente, se utilizan los coeficientes de capa de la Guía AASHTO de 1993: 0,44/pulg para concreto asfáltico, 0,14/pulg para base granular y 0,11/pulg para sub-base granular. Esto significa que 1" de concreto asfáltico equivale a 3,14" (0,44/0,14) de base granular y a 4" (0,44/0,11) de sub-base granular. Por analogía, se deberán emplear los coeficientes de capa de otros tipos de mezclas asfálticas (en frío, mezclas arena-asfalto, etc.), para transformar los espesores de concreto asfáltico mezcla en caliente obtenidos en esta metodología de diseño, a espesores equivalentes de los otros tipos de materiales.

TABLA B2
Espesores Mínimos de Concreto Asfáltico Mezcla en Caliente para Playas de Estacionamiento, Vías Locales y Accesos para Vehículos Ligeros

Sección A		Sección B
<ul style="list-style-type: none"> - Accesos Residenciales - Vías Locales - Playas de Estacionamiento, hasta 200 espacios 		<ul style="list-style-type: none"> - Playas de Estacionamiento con 200 - 500 espacios
Sub-rasante	Espesor, T _A	Espesor, T _B
Bueno a excelente	100 mm (4")	100 mm (4")
Mediana	100 mm (4")	100 mm (4")
Pobre	100 mm (4")	115 mm (4 ½")

NOTA: Espesor mínimo de Carpeta Asfáltica = 50 mm. La diferencia con el espesor mínimo indicado, se convertirá a base y sub-base granulares según corresponda, utilizando los factores de conversión indicados.

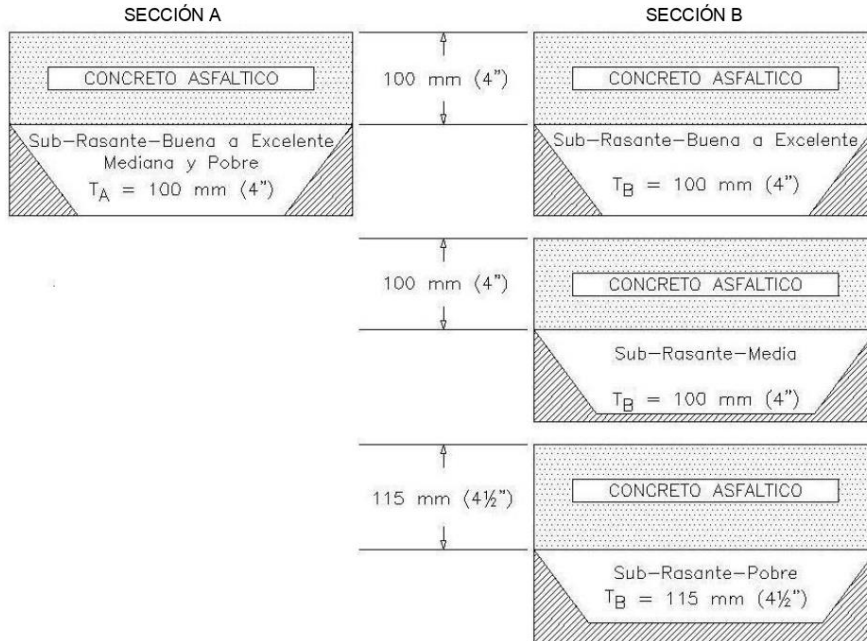
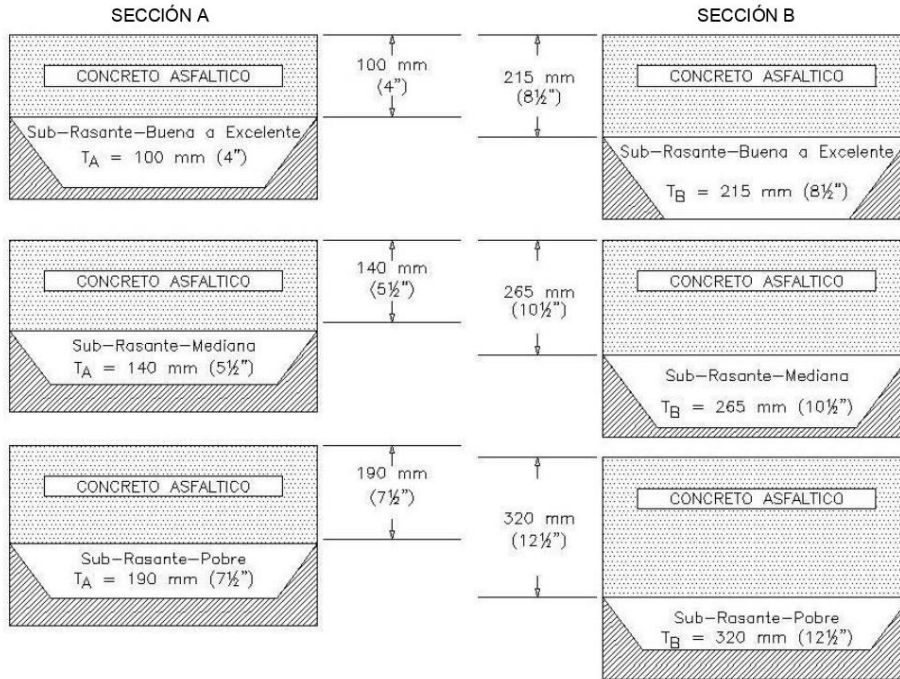


TABLA B3
Espesores Mínimos de Concreto Asfáltico Mezcla en Caliente para Playas de Estacionamiento, Estaciones de Servicio, Vías Colectoras y Accesos para Camiones

Sección A		Sección B
Hasta 20 camiones pesados* por día		De 21 a 400 camiones pesados* por día
<ul style="list-style-type: none"> - Playas de estacionamiento - Estaciones de Servicio - Vías Colectoras - Entradas y carriles de tráfico usadas por camiones pesados* 		<ul style="list-style-type: none"> - Playas de estacionamiento (incluyendo paraderos de camiones) - Entradas y carriles de tráfico usadas por camiones pesados* - Vías Colectoras
Sub-rasante	Espesor, T_A	Espesor, T_B
Buena a excelente	100 mm (4")	215 mm (8 ½")
Mediana	140 mm (5 ½")	265 mm (10 ½")
Pobre	190 mm (7 ½")	320 mm (12 ½")

* Ver Anexo A

NOTA: Espesor mínimo de Carpeta Asfáltica = 60 mm. La diferencia con el espesor mínimo indicado, se convertirá a base y sub-base granulares según corresponda, utilizando los factores de conversión indicados.



NOTA: Espesor mínimo de Carpeta Asfáltica = 60 mm.

CONSTRUCCIÓN PLANIFICADA POR ETAPAS

En muchas situaciones, la construcción por etapas de los pavimentos tiene un buen sentido económico. Los pavimentos asfálticos se prestan para este tipo de construcción. La construcción por etapas tiene la ventaja de proporcionar un pavimento totalmente adecuado, a todos los climas para el desarrollo inicial de un área. Cualquier daño al pavimento de la Etapa 1 causado por tráfico, asentamientos, o roturas de los servicios, puede ser reparado antes de la colocación de la superficie final. Con un riego de liga asfáltico apropiado, donde se necesite, la Etapa 2 del pavimento se une a la superficie vieja y se vuelve una parte integral de la estructura final del pavimento.

DRENAJE

Vías y Accesos

Las vías y accesos asfálticos deben tener un buen drenaje longitudinal y transversal. El drenaje longitudinal depende del diseño geométrico de la vía. El drenaje transversal se resuelve con un bombeo no menor de 1,5%. De ser necesario, las aguas recolectadas deben conducirse mediante tuberías, cunetas o sub-drenajes fuera de las vías y accesos.

Playas de Estacionamiento

En este caso también se debe proporcionar un escurrimiento rápido del agua superficial hacia los límites exteriores del área pavimentada, hacia una cuneta poco profunda a lo largo del centro o hacia sumideros con espaciamiento apropiado para que no quede agua sobre la superficie del pavimento.

Para proporcionar un drenaje superficial rápido, la pendiente de todas las entradas hacia los sumideros o cunetas no debe ser menos de 1,5%. Se pueden instalar sumideros y/o drenes interceptores a lo largo del perímetro de la playa de estacionamiento cuando las condiciones requieran la remoción del agua superficial o subterránea fuera del área pavimentada.

ANEXO C

LINEAMIENTOS GENERALES PARA LA ELABORACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS URBANOS

Las especificaciones técnicas de pavimentos asfálticos comprenderán como mínimo los siguientes puntos:

1. **GENERALIDADES**
Donde se describen las partidas del proceso constructivo de los pavimentos de concreto asfáltico.
2. **TRABAJOS PRELIMINARES**
Donde se describen las actividades previas a la construcción de los pavimentos asfálticos tales como: demolición, limpieza, roce y desbroce, etc.
3. **SUB-RASANTE**
Donde se describen las calidades de los materiales, procedimientos constructivos y controles a seguir para alcanzar el nivel de sub-rasante, el **PR** podrá considerar el uso de materiales geosintéticos y estabilizadores en caso lo considere conveniente.
4. **PAVIMENTO**
 - SUB-BASE**
Donde se describen las calidades de los materiales, procedimientos constructivos y controles a seguir para fabricar la capa de sub-base, si esta existe en el proyecto.
 - BASE**
Donde se describen las calidades de los materiales, procedimientos constructivos y controles a seguir para fabricar la capa de base.
 - RIEGO DE IMPRIMACIÓN**
Donde se describen las calidades de los materiales asfálticos, equipos y procedimientos constructivos para el riego asfáltico y los controles a seguir para ejecutar el riego de imprimación asfáltica sobre una base granular.
 - CAPA DE SUPERFICIE ASFÁLTICA**
Donde se describen las calidades de los materiales asfálticos, equipos, procedimientos constructivos y controles a seguir para la construcción de la capa de superficie asfáltica.

El **PR** debe incluir en sus Especificaciones Técnicas Particulares, los componentes de la Fórmula de Trabajo que el Contratista tiene la obligación de presentar a la *Supervisión* antes de empezar los trabajos correspondientes a esta partida, así como las características y ubicación del Tramo de Prueba si estuviera especificado en el proyecto.
 - CAPA DE BASE ASFÁLTICA**
Si estuviera especificada en el proyecto, contendrá la descripción de las calidades de los materiales asfálticos, equipos, procedimientos constructivos y controles a seguir para la construcción de la capa de base asfáltica.

El **PR** debe incluir en sus Especificaciones Técnicas Particulares, los componentes de la Fórmula de Trabajo que el Contratista tiene la obligación de presentar a la *Supervisión* antes de empezar los trabajos correspondientes a esta partida, así como las características y ubicación del Tramo de Prueba si estuviera especificado en el proyecto.
 - RIEGO ASFÁLTICO DE LIGA**
Donde se describen las calidades de los materiales asfálticos, equipos y procedimientos constructivos para el riego asfáltico y los controles a seguir para ejecutar el riego asfáltico de liga sobre una superficie asfáltica existente.

5. **CONTROLES**

Además de los controles especificados sobre los materiales y procedimientos para cada capa del pavimento, el **PR** esta obligado a incluir en sus especificaciones particulares los controles de producto terminado, tolerancias y criterios de aceptación de cada una de ellas, con el objeto de alcanzar los requisitos de resistencia y durabilidad del proyecto.

6. **MÉTODOS DE MEDICIÓN**

Donde se describe la forma de calcular el trabajo ejecutado y las unidades de medida para cada partida.

7. **FORMAS DE PAGO**

Donde se describe la forma de pago de las partidas ejecutadas, las que deben incluir: Mano de Obra, Materiales, Equipos y Herramientas y cualquier otro elemento que el **PR** considere necesario para la correcta ejecución de los trabajos.

ANEXO D.

DISEÑO DE PAVIMENTOS URBANOS DE CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND

Esta metodología es referencial y esta basada en la publicación IS108.02P de la Asociación Americana de Pavimentos de Concreto. En otras tres publicaciones de la PCA (Portland Cement Association), *Sub-rasantes y Sub-bases para Pavimentos de Concreto*; *Diseño y Construcción de Juntas para Calles de Concreto*; y *Especificaciones Sugeridas para la Construcción de Calles de Concreto*, se presentan estos aspectos con mucho más detalle. El **PR** podrá emplear otros métodos de diseño, siempre y cuando utilice la última versión vigente en su país de origen.

Los factores que se deberán tomar en cuenta para el diseño de pavimentos urbanos de concreto son:

1. Diseño Estructural
2. Resistencia a Flexión (MR)
3. Resistencia de la Sub-rasante o sub-base (Módulo *K*)
4. Clasificación de las Calles Urbanas
5. Tráfico Diario Promedio de Camiones (ADTT) y distribuciones de Cargas
6. Período de Diseño
7. Sardineles Integrales
8. Juntas

DISEÑO ESTRUCTURAL

El procedimiento de diseño contenido en este Anexo utiliza el método y las teorías descritas en la publicación de la Portland Cement Association, *Diseño de Espesores de Pavimentos de Concreto para Calles y Carreteras* y en software para computadoras personales PCAPAV⁽¹⁾. El **PR** podrá utilizar cualquier otra metodología racional, siempre que sea la última versión vigente en su país de origen.

Este método de diseño determina el espesor de pavimentos de concreto simple y reforzado. Por definición, los pavimentos de concreto simple se construyen sin ningún tipo de refuerzo de acero y sin (dowels) de acero en las juntas de control. Las juntas de control normalmente están espaciadas a intervalos de 4,60 m o menos (ver Tabla D5), con la transferencia de carga dada por la trabazón de agregados. Los pavimentos de concreto simple sometidos a tráfico pesado, pueden utilizar dowels de acero para lograr una transferencia de carga adicional en las juntas de control. Los pavimentos de concreto reforzado con mallas o fibras metálicas, tienen mayores espaciamientos entre juntas de control – hasta un máximo de 9,0 m – con el refuerzo de malla de alambre colocado entre juntas de control, con el objeto de mantener unidas a las grietas que se espera se desarrollen. Debido a que tiene mayores espaciamientos que los pavimentos de concreto simple, los pavimentos de concreto reforzado siempre requieren dowels de acero en las juntas de control para proporcionar una adecuada transferencia de carga. Los pavimentos pueden diseñarse con o sin bermas o sardineles y cunetas de concreto

El método considera dos criterios límite para el diseño de pavimentos. El primero es un criterio de erosión, donde los pavimentos con altos volúmenes de tráfico muestran fallas por bombeo y erosión de la sub-rasante o sub-base, debido al elevado número de cargas pesadas en o cerca de las juntas o bordes del pavimento. El segundo criterio es el criterio de fatiga por flexión del pavimento. Esta falla ocurre donde las cargas repetidas producen esfuerzos de pandeo en el pavimento, resultando eventualmente en el agrietamiento por fatiga. Este último criterio, es el que controla el diseño de pavimentos en esta metodología.

Los factores que tienen mayor influencia en la determinación del espesor de diseño se describen a continuación.

RESISTENCIA A FLEXIÓN (MR)

Los pavimentos de concreto se pandean bajo las cargas repetidas por eje, produciendo esfuerzos de compresión y flexión. Desde que la relación del esfuerzo de compresión a la resistencia a compresión es relativamente pequeña, comparada con la relación del esfuerzo de flexión a la resistencia a la flexión del concreto, es esta última la que controla el diseño de los pavimentos. La resistencia a flexión del concreto se determina mediante el ensayo del módulo de rotura (MR), usualmente hecho sobre una viga de 150 mm x 150 mm x 500 mm (carga en los tercios del ASTM C78). La resistencia a los 28 días es comúnmente usada como una representación de la resistencia de diseño del concreto.

Para la determinación de los espesores mostrados en la Tabla D4, se debe usar el módulo de rotura *promedio* a los 28 días. La resistencia *promedio* es usualmente 10 a 15 por ciento mayor que la resistencia mínima especificada para la aceptación del concreto.

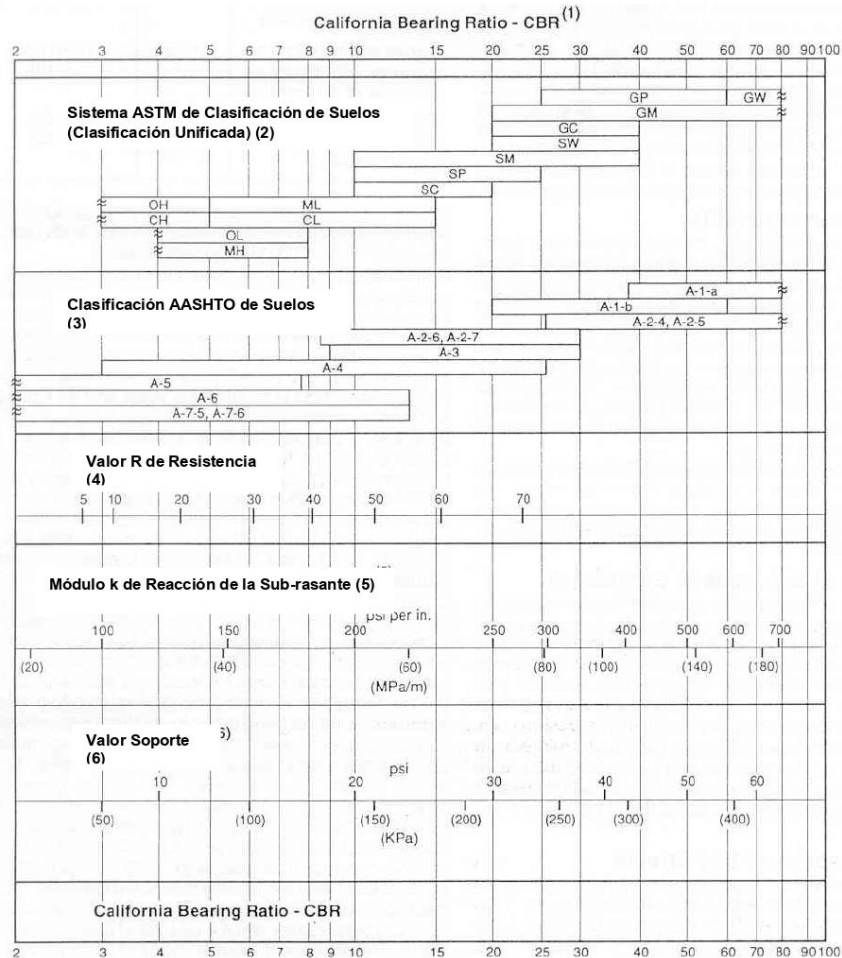
RESISTENCIA DE LA SUB-RASANTE O SUB-BASE (Módulo k)

El grado de soporte de la sub-rasante o sub-base se define en términos del módulo de Weestergaard de reacción de la sub-rasante (k). Este se determina por la carga en Newton por metro cuadrado sobre un plato de 760 mm de diámetro, dividida entre la deflexión en milímetros que produce esa carga. El valor de k se expresa en Mega Pascal por metro. Desde que los ensayos de placa son caros y consumen mucho tiempo, usualmente se correlaciona el valor de k con otros valores de soporte de la sub-rasante (Figura D1), o se determinan de la Tabla D1.

TABLA D1.
Tipos de Suelos de Sub-rasante y Valores Aproximados de k

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

Figura D1.
Interrelaciones aproximadas entre clasificaciones de suelos y valores soporte



- (1) Para la idea básica ver O.J. Porter, "Cimentaciones para Pavimentos Flexibles", Highway Research Board *Proceedings of the Twenty-Second Annual Meeting*, 1942. Vol 22, pp 100-136.
- (2) ASTM D2487
- (3) "Clasificación de Materiales de Sub-rasante para Carreteras", Highway Research Board. *Proceedings of the Twenty-Fifth Annual Meeting*, 1945. Vol 25, pp 376-392.
- (4) C. E. Warnes, "Correlación entre el Valor R y el Valor k". Reporte no publicado, Portland Cement Association, Rocky Mountain-Northwest Region, Octubre 1971 (es la mejor correlación con corrección por saturación).
- (5) See T.A. Middlebrooks y G.E. Bertram, "Ensayos de Suelos para el Diseño de Pavimentos de Pistas de Aterrizaje", Highway Research Board. *Proceedings of the Twenty- Second Annual Meeting*, 1942. Vol 22, pág. 152.
- (6) Vert item (5) pág. 184

CLASIFICACIÓN DE LAS CALLES URBANAS

Residencial Ligera. En la metodología original, Estas calles no son largas y se encuentran en áreas residenciales. Ellas pueden ser calles sin retorno o con retorno. Sirven para tráficos de aproximadamente 20 ó 30 lotes o casas. Los volúmenes de tráfico son bajos, menores de 200 vehículos por día (vpd), con tráfico diario promedio de camiones (ADTT por sus siglas en inglés) de 2 a 4 (en dos direcciones, excluyendo camiones de dos ejes y cuatro llantas). Las cargas máximas para estas calles son ejes simples de 80 kN y ejes tandem de 160 kN. Para los fines de esta Norma se considera dentro de esta clasificación a las Vías Locales.

Residenciales. Estas calles soportan tráficos similares a las residenciales ligeras, más algún camión pesado ocasional. Estas calles soportan tráficos que sirven hasta 300 casas, así como para recolectar todo el tráfico residencial ligero dentro del área y distribuirlo en el sistema principal de calles. Los volúmenes de tráfico van de 200 a 1000 vpd, con aproximadamente 10 a 50 ADTT. Las cargas máximas para estas calles son de 98 kN para ejes simples y 160 kN para ejes tandem. Para los fines de esta Norma se considera dentro de esta clasificación a las Vías Locales.

Colectoras. Estas calles recolectan el tráfico de diferentes Vías Locales y pueden tener varios kilómetros de largo. Pueden servir como rutas de buses y para el movimiento de camiones. Los volúmenes de tráfico varían de 1000 a 8000 vpd, con aproximadamente 50 a 500 ADTT. Las cargas máximas para estas calles son 116 kN para ejes simples y 196 kN para ejes tandem. Para los fines de esta Norma se considera dentro de esta clasificación a las Vías Colectoras.

Comerciales. Las calles comerciales proporcionan acceso a tiendas y al mismo tiempo sirven al tráfico en la zona comercial. Las calles comerciales están frecuentemente congestionadas y las velocidades son bajas debido a los elevados volúmenes de tráfico, pero con un bajo porcentaje de ADTT. Los volúmenes de tráfico promedio varían de 11 000 a 17 000 vpd, con aproximadamente 400 a 700 ADTT, con cargas máximas similares a las de las calles colectoras. Para los fines de esta Norma se considera dentro de esta clasificación a las Vías Expresas.

Industriales. Las calles industriales proporcionan acceso a áreas o parques industriales. Los volúmenes totales de vpd pueden ser bajos, pero el porcentaje de ADTT es alto. Los valores típicos de vpd están alrededor de 2000 a 4000, con un promedio de 300 a 800 ADTT. Los volúmenes de camiones no son muy diferentes que los de la clase comercial, sin embargo, las máximas cargas por eje son más pesadas, de 133 kN para ejes simples, y 231 kN para ejes tandem. Para los fines de esta Norma se considera dentro de esta clasificación a las Vías Colectoras.

Arteriales. Las arteriales llevan tráfico hacia y desde vías expresas y sirven para los movimientos principales dentro y a través de áreas metropolitanas no atendidas por las vías expresas. Las rutas de buses y camiones son usualmente por arteriales. Para propósitos de diseño, se dividen en arteriales mayores y menores, dependiendo del tipo y capacidad del tráfico. Las arteriales menores soportan alrededor de 4000 a 15 000 vpd, con 300 a 600 ADTT. Las arteriales mayores soportan alrededor de 4000 a 30 000 vpd, con 700 a 1500 ADTT y usualmente están sometidas a cargas de camiones más pesados. Las cargas máximas para las arteriales menores son de 116 kN para ejes simples y 196 kN para ejes tandem. Las arteriales mayores soportan cargas máximas de 133 kN para ejes simples y 231 kN para ejes tandem. Para los fines de esta Norma se considera dentro de esta clasificación a las Vías Arteriales.

TRÁFICO DIARIO PROMEDIO DE CAMIONES (ADTT) Y DISTRIBUCIONES DE CARGAS

Este método de diseño utiliza el tráfico diario promedio de camiones en ambas direcciones (ADTT) para modelar las cargas sobre el pavimento de concreto. Para propósitos de diseño, se asume este tráfico como igualmente distribuido en cada una de las dos direcciones (es decir, 50 por ciento en cada vía). El valor ADTT incluye solamente a los camiones con seis llantas o más y no incluye camiones panel, pick-ups y otros vehículos de cuatro llantas.

Las cargas por ejes de camiones se distribuyen en el método original según el tipo de clasificación de carreteras, en las categorías descritas en la Tabla D.2. Para el caso de vías Arteriales, Colectoras y Expresas, el **PR** deberá realizar su propio estudio de tráfico y modificar los espesores de diseño según corresponda.

Dado que el valor ADTT representa el tráfico diario promedio de camiones en toda la vida del pavimento, el diseñador debe ajustar el valor presente del ADTT para anticipar cualquier crecimiento futuro del tráfico. Se puede usar la Tabla D3 para multiplicar el ADTT presente por un factor de proyección apropiado para llegar a un tráfico diario promedio de camiones estimado en el periodo de diseño.

PERÍODO DE DISEÑO

El periodo de diseño es la vida teórica del pavimento antes que requiera una rehabilitación mayor o una reconstrucción. No representa necesariamente la vida real del pavimento, la cual puede ser de lejos mayor que la de diseño, o más corta debido a incrementos no previstos en el tráfico. Las tablas de diseño de esta metodología asumen una vida de diseño de 30 años. Para periodos de diseño diferentes a 30 años, se puede ajustar el ADTT. Por ejemplo, si se desea un periodo de diseño de 20 años en lugar de 30 años, el valor del ADTT estimado se multiplica por un factor de 20/30.

Las tablas de diseño que se dan a continuación han incorporado las categorías apropiadas de cargas por eje y los factores de seguridad (SF por sus siglas en inglés) de la carga. Los SF se aplican a las cargas por eje para compensar sobrecargas no previstas de camiones y variaciones de la construcción normal en materiales y espesores de capas para cada categoría de tráfico.

SARDINELES INTEGRALES

Un sardinel integral se construye con el pavimento en una sola operación – haciendo todos los trabajos de concreto simultáneamente.

Cuando se usan sardineles integrales, se reducen los esfuerzos y deflexiones en el borde del pavimento, incrementando de esta manera la capacidad estructural del pavimento, o de manera inversa, permitiendo una reducción en el espesor del pavimento.

JUNTAS

Las juntas deben diseñarse y construirse cuidadosamente para asegurar un buen comportamiento. Con excepción de las juntas de construcción, las cuales dividen el trabajo de pavimentación en tramos de espesor consistente con el equipo de pavimentación, las juntas en los pavimentos de concreto se usan para mantener los esfuerzos dentro de límites seguros y para prevenir la formación de grietas irregulares. Al final de este Anexo ver detalles típicos de juntas.

Juntas Longitudinales

Las juntas longitudinales se instalan para controlar al agrietamiento longitudinal. Su espaciado usualmente se hace coincidir con las marcas de los carriles – a intervalos de 2,4 a 3,7 m. El espaciado entre juntas longitudinales no deberá ser mayor de 4,0 m, a menos que la experiencia local haya demostrado que los pavimentos se comportarán satisfactoriamente. La profundidad de las juntas longitudinales deberá ser de un cuarto a un tercio del espesor del pavimento ($D/4 - D/3$).

TABLA D2
Distribución de Cargas por Eje Usadas para Preparar las Tablas de Diseño*

Carga por Eje Kips (KN)	Ejes por cada 1000 Camiones			
	Categoría LR	Categoría 1	Categoría 2	Categoría 3
Ejes Simples				
4 (18)	846,15	1693,31		
6 (27)	369,97	732,28		
8 (36)	283,13	483,10	233,60	
10 (44)	103,40	204,96	142,70	
12 (53)	39,07	124,00	116,76	182,02
14 (62)	20,87	56,11	47,76	47,73
16 (71)	11,57	15,81	23,88	31,82
18 (80)		4,23	16,61	25,15
20 (89)		0,96	6,63	16,33
22 (98)			2,60	7,85
24 (107)			1,60	5,21
26 (116)			0,07	1,78
28 (125)				0,85
30 (133)				0,45
Ejes Tandem				
4 (18)	15,12	31,90		
8 (36)	39,21	85,59	47,01	
12 (53)	48,34	139,30	91,15	
16 (71)	72,69	75,02	59,25	99,34
20 (89)	64,33	57,10	45,00	85,94
24 (107)	42,24	39,18	30,74	72,54
28 (125)	38,55	68,48	44,43	121,22
32 (142)	27,82	19,59	54,76	103,63
36 (160)	14,22	4,19	38,79	52,25
40 (178)			7,76	21,31
44 (196)			1,16	8,01
48 (214)				2,91
52 (231)				1,91

- Excluyendo camiones de dos ejes y cuatro llantas.

**TABLA D3.
Tasas Anuales del Crecimiento del Tráfico y los Correspondientes factores de Proyección***

Tasa anual de Crecimiento del Tráfico, %	Factor de Proyección, 30 años
1	1,2
1 ½	1,3
2	1,3
2 ½	1,4
3	1,6
3 ½	1,7
4	1,8
4 ½	1,9
5	2,1
5 ½	2,2
6	2,4

* Los factores representan valores a la mitad del período de diseño que se usan ampliamente en la práctica. Otro método de calcular esos factores se basa en el valor anual promedio. Las diferencias entre ambos métodos (basados en el interés compuesto), raramente afectarán al diseño.

TABLA D4(a)
Espesor de Concreto (pulgadas), Diseño para 30 años
CON sardinel y cuneta de concreto o bermas de concreto

Clasificación del Tráfico		k= 100 pci			k= 150 pci			k= 200 pci			k= 300 pci		
		Módulo de Rotura (psi)			Módulo de Rotura (psi)			Módulo de Rotura (psi)			Módulo de Rotura (psi)		
		500	600	650	500	600	650	500	600	650	500	600	650
RESIDENCIAL													
LIGERO	ADTT= 3												
(Cat LR, SF=1,0)		5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
RESIDENCIAL	ADTT=10	6,0	5,5	5,0	5,5	5,0	5,0	5,5	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
(Cat 1, SF=1,0)	ADTT=20	6,0	5,5	5,5	5,0	5,5	5,0	5,5	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
	ADTT=50	6,0	6,0	5,5	6,0	5,5	5,0	5,5	5,0	5,0	5,5	5,0	5,0
COLECTOR	ADTT=50	7,0	6,5	6,0	6,5	6,0	6,0	6,5	6,0	5,5	6,0	5,5	5,5
(Cat 2, SF=1,1)	ADTT=100	7,0	6,5	6,5	7,0	6,5	6,0	6,5	6,0	6,0	6,0	6,0	5,5
	ADTT=500	7,5	7,0	7,0	7,0	7,0	6,5	7,0	6,5	6,5	6,5	6,0	6,0
COMERCIAL	ADTT=400	7,5	7,0	6,5	7,0	6,5	6,5	7,0	6,5	6,0	6,5	6,0	6,0
(Cat 2, SF=1,1)	ADTT=700	7,5	7,5	7,0	7,5	7,0	7,0	7,0	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5
ARTERIAL MENOR	ADTT=300	8,0	7,5	7,0	7,5	7,0	6,5	7,5	7,0	6,5	7,0	6,5	6,0
(Cat 2, SF=1,2)	ADTT=600	8,0	7,5	7,5	7,5	7,5	7,0	7,5	7,0	7,0	7,0	6,5	6,5
INDUSTRIAL	ADTT=300	9,0	8,5	8,0	8,5	8,0	7,5	8,0	7,5	7,0	7,5	7,5	7,0
(Cat 3, SF=1,2)	ADTT=800	9,5	9,0	9,0	8,5	8,5	8,5	8,5	8,0	8,0	8,0	7,5	7,5
☐ Reducir el espesor en ½" si se usan dowels													
■ Reducir el espesor en 1" si se usan dowels													
ARTERIAL MAYOR*	ADTT=700	9,0	8,5●	8,0△	8,5	8,0	7,5●	8,5	8,0	7,5●	8,0	7,5	7,0●
(Cat 3, SF=1,2)	ADTT=1100	9,5	9,0●	8,5△	9,0	8,5	8,0●	8,5	8,0●	7,5△	8,0	7,5●	7,0△
	ADTT=1500	9,5	9,0●	8,5△	9,0	8,5●	8,0△	8,5	8,0●	7,5△	8,0	7,5●	7,5●
* Para esta clasificación solamente, el espesor mostrado es con dowels											CONVERSIONES		
● Añadir ½" si no se usan dowels											1 pulg = 25,4 mm		
△ Añadir 1" si no se usan dowels											100 psi= 0,689 MPa		
											100 pci= 27,15 MPa/m		

TABLA D4 (b)
Espesor de Concreto (pulgadas), Diseño para 30 años
SIN sardinel y cuneta de concreto o bermas de concreto

Clasificación del Tráfico		k= 100 pci			k= 150 pci			k= 200 pci			k= 300 pci		
		Módulo de Rotura (psi)			Módulo de Rotura (psi)			Módulo de Rotura (psi)			Módulo de Rotura (psi)		
		500	600	650	500	600	650	500	600	650	500	600	650
RESIDENCIAL													
LIGERO	ADTT= 3	6,0	5,5	5,5	6,0	5,5	5,5	5,5	5,5	5,0	5,5	5,0	
	(Cat LR, SF=1,0)												
RESIDENCIAL	ADTT=10	7,0	6,5	6,0	6,5	6,0	5,5	6,0	6,0	5,5	6,0	5,5	
	(Cat 1, SF=1,0)												
	ADTT=20	7,0	6,5	6,0	6,5	6,0	6,0	6,5	6,0	5,5	6,0	5,5	
	ADTT=50	7,0	6,5	6,5	7,0	6,5	6,0	6,5	6,0	6,0	6,0	5,5	
COLECTOR	ADTT=50	8,0	7,5	7,0	7,5	7,5	7,0	7,5	7,0	6,5	7,0	6,5	
	(Cat 2, SF=1,1)												
	ADTT=100	8,5	8,0	7,5	8,0	7,5	7,0	7,5	7,0	7,0	7,0	6,5	
	ADTT=500	9,0	8,5	8,0	8,5	8,0	7,5	8,0	7,5	7,0	7,5	7,0	
COMERCIAL	ADTT=400	9,0	8,5	8,0	8,5	8,0	7,5	8,0	7,5	7,0	7,5	7,0	
	(Cat 2, SF=1,1)												
	ADTT=700	9,0	8,5	8,0	8,5	8,0	7,5	8,0	7,5	7,5	8,0	7,5	
ARTERIAL MENOR	ADTT=300	9,0	8,5	8,0	8,5	8,0	8,0	8,5	8,0	7,5	8,0	7,5	
	(Cat 2, SF=1,2)												
	ADTT=600	9,5	9,0	8,5	9,0	8,5	8,0	8,5	8,0	8,0	8,0	7,5	
INDUSTRIAL	ADTT=300	10,0	9,5	9,0	9,5	9,0	8,5	9,5	9,0	8,5	9,0	8,5	
	(Cat 3, SF=1,2)												
	ADTT=800	10,5	10,0	10,0	10,0	9,5	9,5	9,5	9,0	9,0	9,0	8,5	
	□ Reducir el espesor en 1/2" si se usan dowels												
ARTERIAL MAYOR*	ADTT=700	10,5	10,0	9,5 ●	10,0	9,5	9,0 ●	9,5	9,0	8,5 ●	9,0	8,5	
	(Cat 3, SF=1,2)												
	ADTT=1100	11,0	10,0 ●	9,5 △	10,0	9,5 ●	9,0 △	10,0	9,0 ●	9,0 ●	9,5	9,0	
	ADTT=1500	11,0	10,0 △	9,5 ▲	10,0	9,5 △	9,0 ▲	10,0	9,5 ●	9,0 △	9,5	9,0 ●	
	▲ Añadir 1 1/2" si no se usan dowels												
* Para esta clasificación solamente, el espesor mostrado es con dowels		CONVERSIONES 1 pulg = 25,4 mm 100 psi= 0,689 MPa 100 pci= 27,15 MPa/m											
● Añadir 1/2" si no se usan dowels													
△ Añadir 1" si no se usan dowels													
▲ Añadir 1 1/2" si no se usan dowels													

Juntas Transversales

Las juntas transversales pueden ser de contracción, de construcción y/o de dilatación. Las juntas transversales de contracción se usan para controlar el agrietamiento transversal. Las juntas de contracción alivian: (1) los esfuerzos que ocurren cuando la losa se contrae; y (2) los esfuerzos de torsión y alabeo causados por diferenciales de temperatura y de humedad

dentro de la losa. Las juntas de contracción se construyen formándolas con el concreto al estado fresco o aserrándolas después de que el concreto ha fraguado. En cualquier caso debe asegurarse el correcto alineamiento de la junta y que su profundidad sea igual a un cuarto del espesor del pavimento (D/4). Esta profundidad deberá incrementarse a D/3 en los pavimentos construidos sobre sub-bases estabilizadas (con cemento, cal o asfalto).

La Tabla D5⁽²⁾, indica los espaciamientos de juntas para pavimentos urbanos.

Tabla D5.
Espaciamiento de Juntas Recomendado para
Pavimentos de Concreto Simple

Espesor de Pavimento	Espaciamiento de Juntas*
5 in. (125 mm)	3,00 – 3,80 m
6 in. (150 mm)	3,70 – 4,60 m
7 in. (175 mm)	4,30 – 4,60 m
8 in. (200 mm) o más	4,60 m

* Puede variar si la experiencia local así lo indica; depende del clima y de las propiedades del concreto.

La necesidad del uso de dowels en las juntas transversales de contracción depende del servicio al que estará sometido el pavimento. Los dowels no se requieren en pavimentos residenciales o en calles con tráfico ligero, pero pueden ser requeridos en calles arteriales que soportan grandes volúmenes y pesos de tráfico de camiones.

Las juntas transversales de construcción son aquellas que se producen entre concretos de diferentes edades. El **PR** detallara el procedimiento a seguir para una adecuada transferencia de carga.

Las juntas transversales de dilatación se ubicarán y dimensionaran para controlar las expansiones por gradiente térmico

Junta de aislamiento

Se requieren para evitar el contacto del pavimento con objetos fijos o en intersecciones de vías (por ejemplo: buzones, drenajes, cruces de calles, etc.).

REFERENCIAS

1. *PCAPAV*, Portland Cement Association concrete design software, MC003X, 1990.
2. *Design and Construction of Joints for Concrete Streets*, Portland Cement Association, IS061P, 1992.

ANEXO E
LINEAMIENTOS GENERALES PARA LA ELABORACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES
TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS DE PAVIMENTOS URBANOS DE CONCRETO DE
CEMENTO PORTLAND

Las especificaciones técnicas de pavimentos de concreto de cemento Portland comprenderán como mínimo los siguientes puntos:

1. GENERALIDADES

Donde se describen las partidas del proceso constructivo de los pavimentos de concreto de Cemento Portland.

2. TRABAJOS PRELIMINARES

Donde se describen las actividades previas a la construcción de los pavimentos de Cemento Portland tales como: demolición, limpieza, roce y desbroce, etc.

3. SUB-RASANTE

Donde se describen las calidades de los materiales, procedimientos constructivos y controles a seguir para alcanzar el nivel de sub-rasante, el **PR** podrá considerar el uso de materiales geosintéticos y estabilizadores, en caso lo considere conveniente. De ser el caso, el **PR** debe adaptar a su Proyecto de Pavimentos, lo que corresponda de las Secciones 220: Mejoramiento de Suelos a Nivel de Sub-rasante; 306: Suelo Estabilizado con Cemento Portland; y 307: Suelo Estabilizado con Cal, de las Especificaciones Generales del MTC, vigentes al momento de la elaboración del Proyecto de Pavimentos. En lo que respecta al uso de técnicas de compactación, materiales geosintéticos, emulsiones asfálticas y técnicas de control, no considerados en las referencias anteriores, el **PR** debe especificar sus características y el comportamiento esperado.

4. PAVIMENTO

4.1. SUB-BASE

Donde se describen las calidades de los materiales, procedimientos constructivos y controles a seguir para fabricar la capa de sub-base, si esta existe en el proyecto. De ser el caso, el **PR** debe adaptar a su Proyecto de Pavimentos, lo que corresponda de las Secciones 301: Capa Anticontaminante; 303: Subbase Granular, 306: Suelo Estabilizado con Cemento Portland; y 307: Suelo Estabilizado con Cal, de las Especificaciones Generales del MTC, vigentes al momento de la elaboración del Proyecto de Pavimentos. En lo que respecta al uso de otros tipos de sub-bases, no considerados en las referencias anteriores, el **PR** debe especificar sus características físicas y el comportamiento esperado.

4.2. LOSA DE CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND

Donde se describen las calidades de los materiales, procedimientos constructivos y controles a seguir para fabricar las losas de concreto de cemento Portland. El **PR** debe adaptar a su proyecto particular, lo que corresponda de la Norma E 060 Concreto Armado, así como de la Sección 501: Pavimentos de Concreto Hidráulico de las Especificaciones Generales del MTC, vigentes al momento de la elaboración del Proyecto de Pavimentos. En lo que respecta al uso de fibras, aditivos, dowels u otros dispositivos de transferencia de carga no considerados en las referencias anteriores, el **PR** debe especificar sus características físicas y comportamiento esperado.

5. CONTROLES

Además de los controles especificados sobre los materiales y procedimientos para cada capa del pavimento, el **PR** esta obligado a incluir en sus especificaciones particulares los controles de producto terminado, tolerancias y criterios de aceptación de cada una de ellas, con el objeto de alcanzar los requisitos de resistencia y durabilidad del proyecto.

6. **METODOS DE MEDICIÓN**

Donde se describe la forma de calcular el trabajo ejecutado y las unidades de medida para cada partida.

7. **FORMAS DE PAGO**

Donde se describe la forma de pago de las partidas ejecutadas, las que deben incluir: Mano de Obra, Materiales, Equipos y Herramientas y cualquier otro elemento que el **PR** considere necesario para la correcta ejecución de los trabajos.

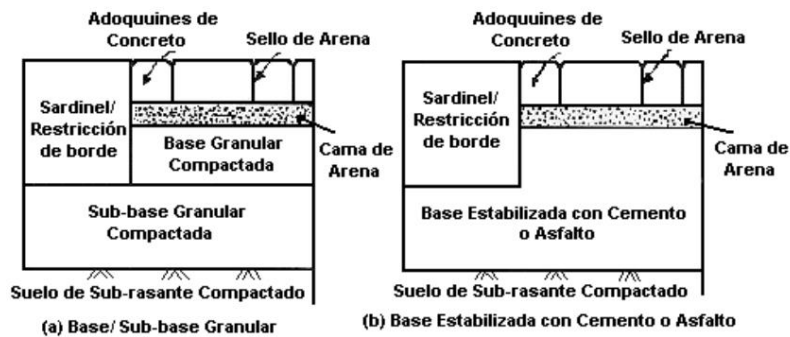
ANEXO F
MÉTODO SUGERIDO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS URBANOS
CON ADOQUINES INTERTRABADOS DE CONCRETO

INTRODUCCIÓN

Es aquel pavimento formado, típicamente por una base granular, una capa o cama de arena de asiento, los adoquines intertrabados de concreto, la arena de sello, los confinamientos laterales y el drenaje, construido sobre una sub-rasante de suelo preparado para recibirlo. Los pavimentos de adoquines intertrabados se construyen de tal manera que las cargas verticales de los vehículos se transmitan a los adoquines intertrabados adyacentes por corte a través de la arena de sello de las juntas.

En la Figura F1 se muestran algunas secciones transversales típicas de pavimentos de adoquines intertrabados. En F1(a), tanto la base como la sub-base están compuestas de materiales granulares. También se pueden usar bases estabilizadas con asfalto o cemento, como se muestra en F1 (b). Se requiere restricción a lo largo de los bordes de los pavimentos de adoquines intertrabados de concreto para prevenir el movimiento de las unidades debido a las fuerzas del tráfico. Tales movimientos pueden ocasionar la abertura de las juntas y la pérdida de trabazón entre los elementos. La restricción de borde mostrada en la Figura F1 puede conseguirse con diferentes diseños de sardineles.

FIGURA F1
SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS



El siguiente procedimiento de diseño estructural para vías y estacionamientos, está basado en un procedimiento simplificado del método descrito en *Structural Design of Concrete Block Pavements*.¹ y en *Guide for Design of Pavement Structures*² de la AASHTO. Se eligió el formato de la AASHTO debido a que la distribución de cargas y modos de fallas de los pavimentos con adoquines intertrabados de concreto, son muy similares a los que ocurren en pavimentos flexibles.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Generalidades

El diseño estructural de los pavimentos con adoquines intertrabados de concreto, está basado en una evaluación de cuatro factores que interactúan. Estos factores son: medio ambiente, tráfico, resistencia del suelo de sub-rasante y materiales de la estructura del pavimento. La selección de los parámetros requerido para el análisis y diseño es responsabilidad del **PR**.

Medio ambiente

El comportamiento de los pavimentos está significativamente influenciado por dos factores medio ambientales principales, la humedad y la temperatura.

En este procedimiento de diseño, los efectos medioambientales se incluyen en la caracterización de la resistencia del suelo de sub-rasante y de los materiales de la estructura del pavimento. Las descripciones de la calidad del drenaje y de las condiciones de humedad ayudan a determinar los valores de resistencia de diseño para los suelos de sub-rasante y de los materiales granulares. Si la acción de congelamiento-deshielo es una consideración, el valor de soporte del suelo de sub-rasante se reduce de acuerdo con su categoría de susceptibilidad al congelamiento.

Tráfico

La evaluación del tráfico deberá tomarse en cuenta para diferenciar las cargas vehiculares, configuraciones de ejes y ruedas y número de cargas de cada tipo de vehículo durante el período de diseño. El daño a la estructura del pavimento debido a las cargas por eje se expresa típicamente como el daño de la carga de un eje estándar (EAL). Esta carga por eje estándar es una carga por eje simple de 8,16 t (80kN). En la Tabla F1 se muestran los factores de equivalencia para otras cargas por eje.

TABLA F1 Factores de Equivalencia de cargas por Eje (Ref. 2)			
Eje Simple t (kN)	F. de E.	Eje Tandem t (kN)	F. de E.
0,9 (9)	0,0002	4,5 (44)	0,008
2,7 (27)	0,01	6,4 (62)	0,03
4,5 (44)	0,08	8,2 (80)	0,08
6,4 (62)	0,34	10,0 (98)	0,17
8,2 (80)	1,00	11,8 (115)	0,34
10,0 (98)	2,44	13,6 (133)	0,63
11,8 (115)	5,21	15,4 (157)	1,07
13,6 (133)	10,0	17,2 (169)	1,75
15,4 (157)	17,9	19,1 (186)	2,73
17,2 (169)	29,9	20,9 (204)	4,11

Nota: Tabla elaborada para un valor de Serviciabilidad Final, p_f de 2,0

En la Tabla F2 se muestra un ejemplo del listado de los EALs en función de la clase de vía. Se incorpora un nivel deseado de confiabilidad en el proceso de diseño por medio de un factor aplicado al tráfico de diseño como se muestra a continuación:

$$\text{EALs ajustados} = F_R \times \text{EALs}$$

donde F_R es el factor de confiabilidad. En la Tabla F2 también se muestran los factores de confiabilidad recomendados por tipo de vía, junto con los correspondientes EALs ajustados para su uso en el diseño. El **PR** deberá definir los factores de confiabilidad para su diseño en particular.

TABLA F2 Ejemplos de EALs de Diseño ¹				
Clase de Vía	EALs ^a (millones)	Nivel de Confiab. ^b (%)	Factor de Confiabil.(Fr)	EALs de diseño ^a (millones)
Expresas	7,5	90	3,775	28,4
Arteriales	2,8	85	2,929	8,3
Colectoras	1,3	80	2,390	3,0
Locales	0,43	75	2,010	0,84

Notas:
a. Basados en una vida de diseño de 20 años, 4% de crecimiento, 50% de tráfico direccional
b. Basada en una desviación estándar de 0,45.

Soporte de la Sub-rasante

La resistencia del suelo de sub-rasante ha tenido gran efecto en la determinación del espesor total de la estructura de pavimento de adoquines intertrabados de concreto. Donde sea posible, se deberán conducir ensayos de laboratorio del módulo resiliente o de la Relación Soporte de California (CBR) en suelos típicos de sub-rasante para evaluar su resistencia. Esos ensayos deberán conducirse a las condiciones de campo más probables de densidad y humedad, que se pronostican durante la vida de diseño del pavimento.

En ausencia de ensayos de laboratorio, se han asignado valores típicos del módulo resiliente (M_r) a cada tipo de suelo definido en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), descrito en la Referencia 3, o en el sistema de la AASHTO (ver Tablas F3 y F4). Se proporcionan tres valores de módulos para cada tipo de suelos SUCS o AASHTO, dependiendo de las condiciones medioambientales y de drenaje anticipadas para el sitio.

En la Tabla F5 se resumen las pautas para seleccionar el valor del M_r apropiado. A cada tipo de suelo en las Tablas F3 y F4 también se le ha asignado un valor reducido de M_r (columna de la derecha), para ser usado solamente cuando la acción de las heladas es una consideración de diseño.

La compactación del suelo de sub-rasante durante la construcción deberá ser por lo menos del 95% de AASHTO T-99 para suelos cohesivos (arcillosos) y por lo menos el 95% de AASHTO T-180 para suelos sin cohesión. La profundidad de compactación efectiva en ambos casos deberá ser por lo menos las 12 pulgadas (300 mm) superficiales. Los suelos que tengan M_r de 4500 psi (31 MPa) o menos (CBR de 3% o menos), deberán evaluarse para reemplazo con un material más apropiado o para mejoramiento mediante estabilización.

TABLA F3 Resistencia de la Sub-rasante en Función del Tipo de Suelo SUCS (Ref. 2)				
Grupo de Suelo	Módulo Resiliente (10^3 psi) ^{a,b}			Módulo Reducido ^{a,c} (10^3 psi)
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	
SUCS				
GW, GP, SW, SP	20,0	20,0	20,0	N/A
GW-GM, GW-GC				
GP-GM, GP0, GC	20,0	20,0	20,0	12,0
GM, GM-GC, GC	20,0	20,0	20,0	4,5
SW-SM, SW-SC				
SP-SM	20,0	20,0	20,0	9,0
SP-SC	17,5	20,0	20,0	9,0
SM, SM-SC	20,0	20,0	20,0	4,5
SC	15,0	20,0	20,0	4,5
ML, ML-CL, CL	7,5	15,0	20,0	4,5
MH	6,0	9,0	12,0	4,5
CH	4,5	6,0	7,5	4,5

Notas:
a. Conversiones: 1psi= 0.0068 MPa, 1500 psi asumido = 1% CBR
b. Referirse a la Tabla F5 para la selección de la opción más apropiada
c. Use solamente cuando la acción de las heladas es una consideración de diseño.

TABLA F4				
Resistencia de la Sub-rasante en Función del Tipo de Suelo AASHTO (Ref. 2)				
Grupo de Suelo	Módulo Resiliente (10^3 psi) ^{a,b}			Módulo Reducido ^{a,c}
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	(10^3 psi)
AASHTO				
A-1-a	20,0	20,0	20,0	N/A
A-1-b	20,0	20,0	20,0	12,0
A-2-4, A-2-5, A-2-7	20,0	20,0	20,0	4,5
A-2-6	7,5	15,0	20,0	4,5
A-3	15,0	20,0	20,0	9,0
A-4	7,5	15,0	20,0	4,5
A-5	4,5	6,0	9,0	4,5
A-6	4,5	10,5	20,0	4,5
A-7-5	4,5	6,0	7,5	4,5
A-7-6	7,5	15,0	20,0	4,5

Notas:

a. Conversiones: 1 psi= 0.0068 MPa, 1500 psi asumido = 1% CBR
b. Referirse a la Tabla F5 para la selección de la opción más apropiada
c. Use solamente cuando la acción de las heladas es una consideración de diseño.

TABLA F5				
Opciones de Medioambiente y Drenaje para Caracterización de la Sub-rasante (Ref. 2)				
Calidad de Drenaje	Porcentaje de Tiempo que el Pavimento Estará Expuesto a Niveles de Humedad Cercanos a la Saturación			
	< 1%	1 a 5%	5 a 25%	>25%
Excelente	3	3	3	2
Bueno	3	3	2	2
Regular	3	2	2	1
Pobre	2	2	1	1
Muy Pobre	2	1	1	1

Materiales del Pavimento

Se deben caracterizar todos los materiales del pavimento disponibles para construcción.

El comportamiento estructural de los pavimentos con adoquines intertrabados de concreto depende de la trabazón entre las unidades individuales. Cuando se aplica una carga, la transferencia de corte entre las unidades permite que la carga sea distribuida en una mayor área. En áreas sujetas a tráfico vehicular se recomienda un espesor mínimo de adoquín de concreto de 60 mm y un patrón de colocación en forma de espiga.

El espesor de la cama de arena no deberá ser mayor a 40 mm ni menor de 25 mm después de la compactación de los adoquines intertrabados de concreto. La cama de arena deberá tener la graduación mostrada en la Tabla F6. No se debe usar arena proveniente del triturado, ni polvo de piedra.

TABLA F6	
Tamaño del Tamiz	% Pasante
3/8" (9,5 mm)	100
Nº 4 (4,75 mm)	95 - 100
Nº 8 (2,36 mm)	80 - 100
Nº 16 (1,18 mm)	50 - 85
Nº 30 (600 µm)	25 - 60
Nº 50 (300 µm)	10 - 30
Nº 100 (150 µm)	02 - 10

La arena para el sellado de las juntas entre adoquines intertrabados proporciona trabazón vertical y transferencia de corte debido a las cargas. Ella puede ser ligeramente más fina que la cama de arena. La gradación de este material puede tener un máximo de 100% pasando la malla Nº 16 (1,18 mm) y no más de 10% pasando la malla Nº 200 (75 µm).

Las investigaciones han mostrado que los adoquines intertrabados y la cama de arena combinados se rigidizan cuando están expuestos a un gran número de cargas de tráfico. La rigidización generalmente ocurre antes de los 10 000 EALs. A diferencia del asfalto, los adoquines intertrabados de concreto no disminuyen sustancialmente su módulo elástico cuando se incrementa la temperatura, ni se vuelven quebradizos en climas fríos.

En la Tabla F7 se indican las características de Base y Sub-base granulares.

TABLA F7		
	Base Granular	Sub-base Granular
CBR (mínimo)	80%	30%
Índice Plástico	≤ 6	≤ 10
Limite Liquido	≤ 25	≤ 25
Compactación (densidad AASHTO T-180)	≥ 95%	≥ 95%
Espesores mínimos (mm)	100 para EAL < 500 000 150 para EAL ≥ 500 000	100

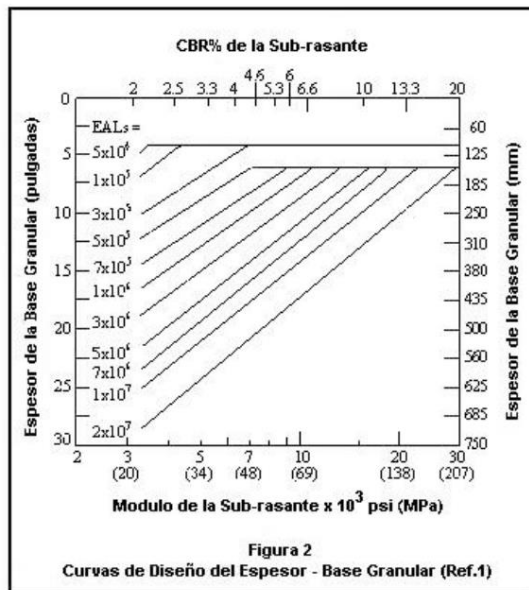
- Si se usa una base tratada con asfalto, el material deberá conformar las especificaciones de un concreto asfáltico de gradación densa, bien compactado, es decir una estabilidad Marshall de por lo menos 1800 libras (8000 N).
- El material de base tratada con cemento deberá tener una resistencia a la compresión no confinada a los 7 días de por lo menos 650 psi (4,5 MPa).
- Los espesores mínimos de las capas de base tratadas con asfalto y cemento son 75 mm y 100 mm, respectivamente.

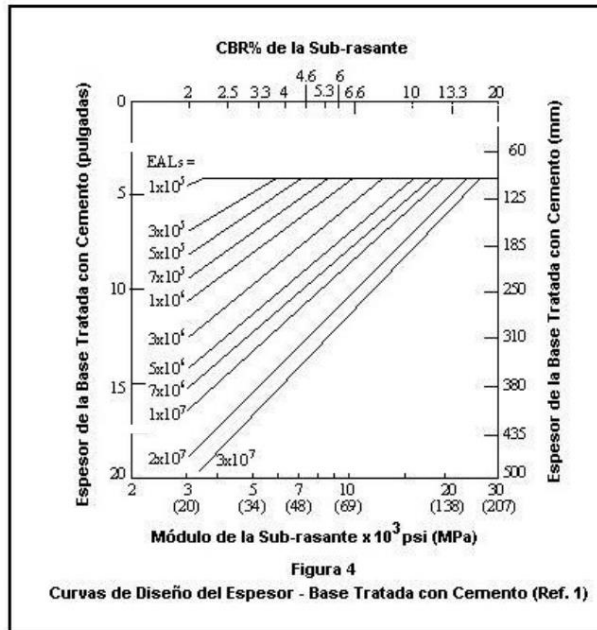
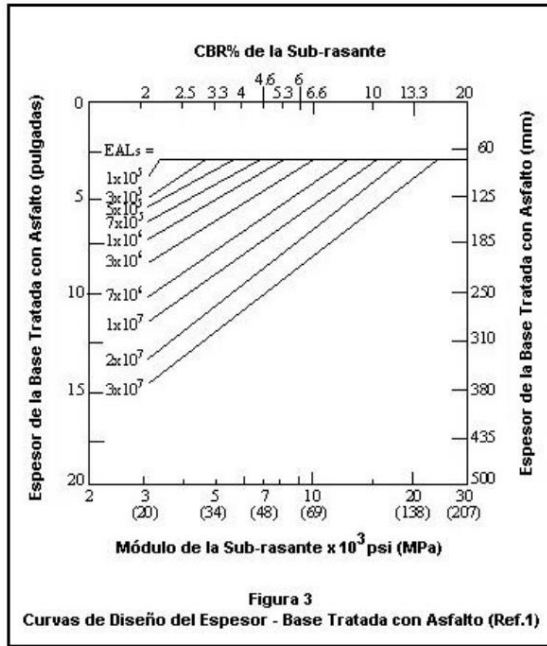
Curvas de Diseño Estructural

Las Figuras F2, F3 y F4 representan las curvas de diseño de espesores para materiales granulares, tratados con asfalto y tratados con cemento, respectivamente. Esos valores de espesores son función de la resistencia de la sub-rasante (M_r o CBR) y de las repeticiones del tráfico de diseño (EAL). El uso de esas curvas para el diseño de pavimentos de adoquines intertrabados de concreto, requiere los siguientes pasos:

1. Calcular el EAL de diseño para un período de diseño de 20 años. Se debe considerar la tasa de crecimiento anual del tráfico durante toda la vida de servicio del pavimento.
2. Caracterizar la resistencia de la sub-rasante. En ausencia de datos de ensayos de campo o laboratorio, use las Tablas F3 y F4 para estimar M_r o CBR.
3. Determine los requerimientos de espesor de la base. Use el M_r o el CBR de la sub-rasante e ingrese el EAL como dato en las Figuras F2, F3 ó F4, dependiendo de los materiales de base requeridos. Una porción de todo el espesor estimado de la base que exceda el espesor mínimo puede substituirse por un material de calidad inferior, como una sub-base granular. Esto se logra por medio del uso de los valores de equivalencia de capa siguientes: 1,75 para bases granulares, 3,40 para bases tratadas con asfalto y 2,50 para bases tratadas con cemento.

Esos valores indican que 25 mm de base granular equivale a 45 mm de sub-base granular; 25 mm de base tratada con asfalto es equivalente a 85 mm de sub-base granular; y 25 mm de base tratada con cemento equivale a 65 mm de sub-base granular.





REFERENCIAS

1. Rada, G.R. y colaboradores (1990). *Structural Design of Concrete Block Pavements*. ASCE Journal of Transportation, Vol. 116, N° 5.
2. *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures* (1993). American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
3. *Standard Classification of Soils for Engineering Purposes*, ASTM D2487-00. American Society for Testing and materials, Philadelphia, PA, 2000.
4. *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Part II – Tests*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

ANEXO G
LINEAMIENTOS GENERALES PARA LA ELABORACION DE LAS ESPECIFICACIONES
TECNICAS PARA CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS CON ADOQUINES
INTERTRABADOS DE CONCRETO

Las especificaciones técnicas de pavimentos de adoquines intertrabados, comprenderán como mínimo los siguientes puntos:

1. GENERALIDADES

Donde se describen las partidas del proceso constructivo de los pavimentos de adoquines intertrabados.

2. TRABAJOS PRELIMINARES

Donde se describen las actividades previas a la construcción de los pavimentos de adoquines intertrabados tales como: demolición, limpieza, roce y desbroce, etc.

3. SUB-RASANTE

Donde se describen las calidades de los materiales, procedimientos constructivos y controles a seguir para alcanzar el nivel de sub-rasante, el **PR** podrá considerar el uso de materiales geosintéticos y estabilizadores, en caso lo considere conveniente. De ser el caso, el **PR** debe adaptar a su Proyecto de Pavimentos, lo que corresponda de las Secciones 220: Mejoramiento de Suelos a Nivel de Sub-rasante; 306: Suelo Estabilizado con Cemento Portland; y 307: Suelo Estabilizado con Cal, de las Especificaciones Generales del MTC, vigentes al momento de la elaboración del Proyecto de Pavimentos. En lo que respecta al uso de técnicas de compactación, materiales geosintéticos, emulsiones asfálticas y técnicas de control, no considerados en las referencias anteriores, el **PR** debe especificar sus características y el comportamiento esperado.

4. PAVIMENTOS

SUB-BASE

Donde se describen las calidades de los materiales, procedimientos constructivos y controles a seguir para fabricar la capa de Sub-base, si esta existe en el proyecto. De ser el caso, el **PR** debe adaptar a su Proyecto de Pavimentos, lo que corresponda de las Secciones 301: Capa Anticontaminante; 303: Sub-base Granular, 306: Suelo Estabilizado con Cemento Portland; y 307: Suelo Estabilizado con Cal, de las Especificaciones Generales del MTC, vigentes al momento de la elaboración del Proyecto de Pavimentos. En lo que respecta al uso de otros tipos de Sub-bases, no considerados en las referencias anteriores, el **PR** debe especificar sus características físicas y el comportamiento esperado.

BASE

Donde se describen las calidades de los materiales, procedimientos constructivos y controles a seguir para fabricar la capa de base. De ser el caso, el **PR** debe adaptar a su Proyecto de Pavimentos, lo que corresponda de las Secciones 302: Base Granular de las Especificaciones Generales del MTC, vigentes al momento de la elaboración del Proyecto de Pavimentos. En lo que respecta al uso de otros tipos de Bases, no considerados en la referencia anterior, el **PR** debe especificar sus características físicas y el comportamiento esperado.

CAMA DE ARENA

El **PR** deberá definir los materiales, espesores y procedimientos constructivos de la cama de arena para su proyecto en particular.

ADOQUINES

Los adoquines deberán conformar la Norma NTP 399.611:2003 y serán dispuestos según la trama definida por el **PR** para su proyecto en particular, de tal manera que esta garantice el correcto intertrabado entre los adoquines.

ARENA DE SELLO

El **PR** deberá definir los materiales, espesores y procedimientos constructivos de la arena de sello para su proyecto en particular.

5. **CONTROLES**

Además de los controles especificados sobre los materiales y procedimientos para cada capa del pavimento, el **PR** está obligado a incluir en sus especificaciones particulares los controles de producto terminado, tolerancias y criterios de aceptación de cada una de ellas, con el objeto de alcanzar los requisitos de resistencia y durabilidad del proyecto.

6. **MÉTODOS DE MEDICIÓN**

Donde se describe la forma de calcular el trabajo ejecutado y las unidades de medida para cada partida.

7. **FORMAS DE PAGO**

Donde se describe la forma de pago de las partidas ejecutadas, las que deben incluir: Mano de Obra, Materiales, Equipos y Herramientas y cualquier otro elemento que el **PR** considere necesario para la correcta ejecución de los trabajos.

DISEÑO DE PAVIMENTOS (AASHTO-93)



PRÓLOGO DEL IBCH

El presente Manual de Diseño de Pavimentos en Base al Método AASHTO - 93, se basa en la Tercera Edición del Manual de Diseño de Pavimentos, editado por la Escuela de Caminos de Montaña de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de San Juan. Es una traducción original del libro: "AASHTO Design Procedures For New Pavements", editado por el Instituto Nacional de Carreteras de Estados Unidos (NHI) realizada por el Ing. Oscar V. Cordo.

El Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón tiene el permiso escrito del NHI para publicar la traducción del libro, en el cual se han insertado las pantallas y uso del software "DIPAV-IBCH", que está íntegramente basado en la metodología de diseño AASHTO.

Se ha procurado en todo momento consultar con la versión original en inglés del citado curso a fin de mantener una fidelidad con los conceptos allí indicados. También se reconocen los aportes del Ing. Cordo y del EICAM de Argentina en su acertada traducción del libro que es la base para la presente publicación.

Es importante detallar que algunos aspectos se han modificado para tener en cuenta la experiencia boliviana en pavimentos rígidos y los últimos avances en los temas de diseño expresados en la Guía AASHTO - 97, además de comentarios de la ACPA (American Concrete Pavement Association).

Algunos de los gráficos y ábacos han sido re-dibujados por el IBCH incorporando unidades métricas en el original para ofrecer mayor facilidad en el uso de unidades métricas.

El software "DIPAV" cuenta con un manual de diseño complementario a la presente publicación y documentos de recomendaciones constructivas para pavimentos de hormigón y diseño geométrico de juntas, aspectos no cubiertos en la presente publicación y que se sugiere consultar en el CD de "DIPAV".

La Paz, Junio de 2006

PRÓLOGO DE LA TERCERA EDICIÓN

El objetivo de esta tercera edición del Manual AASHTO '93 en castellano es adecuar la metodología de diseño de pavimentos nuevos y refuerzos a la nueva versión del programa DARWin, denominado DARWin 3.0, que fue adquirido el año pasado por la EICAM y ya utilizado en varios proyectos de diseño de pavimentos por dicho instituto de investigación. La novedad que presenta este programa, que es compatible con Windows 95, es que permite trabajar con unidades inglesas, como las versiones anteriores del DARWin, y unidades métricas. En el caso del empleo de este último sistema de unidades, el programa trabaja con unidades del llamado Sistema Internacional o S.I, donde las fuerzas son expresadas en kN, las presiones en kPa o Mpa y los módulos de reacción de subrasante en kPa/mm. Dicho sistema de unidades no tiene aún mucha aplicación entre los profesionales de nuestro medio, más acostumbrados a emplear el Sistema Técnico, con fuerzas expresadas en Kg o tn y presiones en Kg/cm² o tn/m². El traductor entiende que la presentación de este Manual, junto con aplicaciones del programa DARWin 3.0 es una excelente oportunidad para que los profesionales vayan familiarizándose con este sistema de medidas ya aceptado en los países desarrollados, de donde provienen gran parte de sofis, máquinas de ensayo e instrumentos de medida, que son de uso cotidiano en la vida profesional. Para facilitar la comprensión de este sistema de medidas, se adjunta al final del trabajo una tabla de conversión de unidades del sistema Inglés al Técnico y al Internacional.

En la elaboración de esta tercera edición, se agregó a todos los gráficos existentes, expresados en unidades inglesas, las correspondientes al Sistema Internacional, como así el equivalente en Sistema Internacional de algunas fórmulas empíricas que estaban expresadas en unidades inglesas. Los ejemplos de aplicación fueron convertidos al Sistema Internacional. Donde, en las anteriores versiones del Manual AASHTO '93, aparecían figuras que eran representaciones en pantalla resultantes de hacer correr el programa DARWin, fueron cambiadas por las figuras correspondientes al DAR Win 3.0., como el lector lo puede comprobar en los capítulos 8, 9 y 18. Además se agrega al Anexo A-2 "Diseño de refuerzos según criterio AASHTO '93" figuras con las representaciones en pantalla de los ejemplos presentados haciendo correr el DARWin 3.0.

Otra modificación que surge como consecuencia de la aparición del Programa DARWin 3.0 es que para pavimentos flexibles, el número estructural SN deja de ser un adimensional para tener dimensiones de longitud, que representan un espesor ficticio de pavimento. En el Sistema Inglés viene expresado en pulgadas y conserva numéricamente el mismo valor adimensional que tenía antes, mientras que en el Sistema Internacional viene expresado en mm. Los coeficientes estructurales de capa a, mantienen numéricamente el mismo valor que antes, pero en lugar de tener como unidad pu1g², son ahora adimensionales, vale decir que no cambian, cualquiera sea el sistema de unidades utilizado. Esta modificación ha sido tenida en cuenta en la elaboración de esta Tercera Edición, tanto en textos como en gráficos.

Ing. Oscar V. Cordo

San Juan, Septiembre de 1998

INDICE

Prólogo del IBCH	i
Prólogo de la Tercera Edición	iii
INDICE	iv
Introducción y Desarrollo del Método de Diseño AASHTO - 93	1
1.1. Clasificación de Pavimentos	1
1.2. Desarrollo Histórico del Diseño de Pavimentos	2
1.2.1. Métodos previos a los ensayos de carreteras	2
1.2.1.1. Métodos basados en la Mecánica de Suelos	2
1.2.1.1.1. Método del Índice de Grupo	2
1.2.1.1.2. Métodos edafológicos	2
1.2.1.2. Métodos basados en la resistencia	3
1.2.1.2.1. Método del Valor Soporte California (CBR)	3
1.2.1.2.2. Método del Valor R de Hveem	3
1.2.1.2.3. Métodos basados en ensayos de carga - deformación	3
1.2.1.2.4. Métodos basados en ensayos triaxiales	3
1.2.2. Métodos de diseño basados en ensayos de carreteras	3
1.2.2.1. Road Test de Bates	3
1.2.2.2. Road Test de Maryland	4
1.2.2.3. Road Test de la WASHO	4
1.2.2.4. Road Test de la AASHO	4
1.2.2.4.1. Extensiones del Road Test de la AASHO	5
1.2.2.4.2. Objetivos del Road Test de la AASHO	6
1.2.2.4.3. Condiciones específicas para el Road Test de AASHO	7
1.2.2.4.4. Evolución de los procedimientos de diseño AASHTO	8
Conceptos de Desempeño de Pavimentos	13
2.1. Definición de desempeño del pavimento	13
2.2. Indicadores de comportamiento	13
2.2.1. Fallas visibles	13
2.2.1.1. Fallas en pavimentos rígidos	14
2.2.1.2. Fallas en pavimentos flexibles	16
2.2.2. Capacidad estructural	18
2.2.3. Fricción superficial	18

2.2.4. Rugosidad/Serviciabilidad	19
Caracterización del Tránsito	21
3.1. Introducción	21
3.2. Conversión de tránsito en ESALs	21
3.2.1. Factores equivalentes de carga	21
3.2.2. Factor de camión	40
3.2.3. Procedimiento simplificado	41
3.2.4. Procedimiento de cálculo riguroso	42
3.2.5. Factores equivalentes de carga para ahuellamiento	45
3.3. Análisis de tránsito	47
3.3.1. Volúmenes de tránsito	47
3.3.2. Volúmenes de camiones	47
3.3.3. Peso de camiones	48
3.3.3.1. Estaciones permanentes de control de cargas	48
3.3.3.2. Estaciones portátiles	49
3.3.3.3. Pesaje en movimiento	49
3.3.3.4. Componentes de un programa de monitoreo de tránsito	50
3.3.3.5. Factor de distribución por dirección	50
3.3.3.6. Factor de distribución por carril	50
3.3.3.7. Factores que afectan la exactitud del cálculo de los ESALs	51
Características de la Subrasante	53
4.1. Introducción	53
4.2. Propiedades físicas de los suelos para subrasante	53
4.2.1. Propiedades iniciales de los suelos	53
4.2.2. Clasificación de suelos	54
4.2.3. Relación entre humedad y densidad	55
4.3. Ensayos de resistencia para suelos de subrasante	56
4.3.1. Valor Soporte California	56
4.3.2. Valor de resistencia R de Hveem	60
4.3.3. Módulo de reacción de subrasante o coeficiente de balasto	61
4.3.4. Ensayo de compresión triaxial	61
4.3.5. Ensayo de penetración dinámica con cono	62
4.3.6. Ensayo de módulo resiliente	63
4.3.6.1. Datos a registrar	64
4.3.6.1.1. Cargas	64
4.3.6.1.2. Deformaciones	64
4.3.6.2. Equipo para hacer el ensayo	65
4.3.6.2.1. Cámara triaxial	65
4.3.6.2.2. Dispositivo de carga repetitiva	65
4.3.6.2.3. Equipo de medida de cargas y deformaciones	65
4.3.6.3. Cálculo de M_R	67
4.3.6.3.1. Suelos finos (Materiales Tipo 2 según AASHTO T-294)	67
4.3.6.3.2. Materiales granulares (Materiales Tipo 1 según AASHTO T-294)	68

4.3.6.4. Influencia de las propiedades de los suelos	68
4.3.6.5. El módulo resiliente en el diseño de pavimentos	69
4.3.6.6. El módulo de reacción de subrasante en el diseño de pavimentos	71
4.3.6.7. Correlaciones entre distintas variables de resistencia y el módulo resiliente	85
Materiales para pavimentos	87
5.1. Introducción	87
5.2. Hormigón de cemento Pórtland	87
5.2.1. Aditivos	87
5.2.2. Curado	88
5.2.3. Ensayos	89
5.2.3.1. Resistencia a la compresión simple	90
5.2.3.2. Resistencia a la tracción indirecta	90
5.2.3.3. Módulo de rotura (resistencia a la flexión)	90
5.2.3.4. Módulo de elasticidad	92
5.2.4. Modelos de fatiga	93
5.2.5. Durabilidad del hormigón	94
5.2.6. Propiedades expansivas y contractivas del hormigón	95
5.3. Concreto asfáltico	95
5.3.1. Cementos asfálticos	96
5.3.2. Ensayos sobre muestras de concreto asfáltico	97
5.3.2.1. Ensayo Marshall	97
5.3.2.2. Ensayo Hveem	97
5.3.2.3. Módulo resiliente diametral	97
5.3.2.4. Módulo dinámico de rigidez	99
5.3.2.5. Resistencia a la tracción Indirecta	99
5.3.2.6. Ahuellamiento	101
5.3.3. Características térmicas y de humedad	102
5.3.3.1. Desprendimientos y peladuras	102
5.3.4. Coeficientes estructurales o de capa	102
5.4. Bases	103
5.4.1. Mezclas de agregados de suelos	103
5.4.1.1. Resistencia	103
5.4.1.2. Módulo resiliente	105
5.4.2. Bases tratadas con cemento	107
5.4.2.1. Módulo elástico	108
5.4.3. Bases tratadas con asfalto	108
5.4.4. Coeficientes estructurales o de capa	109
5.4.5. Bases permeables	112
Conceptos de confiabilidad	114
6.1. Introducción	114
6.2. Conceptos básicos de variabilidad	114
6.2.1. Valor medio, rango, desvío estándar y coeficiente de variación	114
6.2.2. Muestra versus variación	115

6.2.3. Distribución de variación	115
6.3. Ejemplos de variabilidad	119
6.3.1. Variabilidad en el diseño	119
6.3.2. Variabilidad en la construcción	120
6.3.3. Variabilidad en el comportamiento	122
6.3.4. Cómo la variabilidad afecta la bondad de diseño	122
6.4. Concepto general de confiabilidad de diseño	123
6.4.1. Uso del concepto de confiabilidad	123
6.4.2. Definiciones de confiabilidad	123
6.4.3. Aplicación de la confiabilidad al diseño	126
6.4.4. Selección del nivel de confiabilidad	127
Drenaje	130
7.1. Introducción	130
7.2. Conceptos de drenaje de pavimentos	130
7.3. problemas de humedad en pavimentos	130
7.4. Fallas inducidas por la humedad	131
7.5. Fuentes de humedad en pavimentos	131
7.6. Principios básicos de un sistema de drenaje	132
7.6.1. Sistemas de drenaje subterráneo de caminos	133
7.6.1.1. Drenes longitudinales	134
7.6.1.2. Drenes transversales y horizontales	135
7.6.1.3. Bases permeables	136
7.6.1.4. Sistema de pozos	136
7.6.2. Material para drenaje	137
7.6.2.1. Tubos colectores	137
7.6.2.2. Materiales de filtro	138
7.6.2.3. Filtros de transición	138
7.6.2.4. Filtros de textiles	139
7.6.3. Consideraciones de drenaje en el diseño de pavimentos según AASHTO	140
7.6.3.1. Tiempo de drenaje	141
7.6.3.2. Ecuaciones del tiempo para drenar	141
7.6.3.3. Método del caudal constante	147
7.6.4. Porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación	148
7.6.5. Ejemplo	148
7.7. FHWA Technical paper 90-01. Drenaje de pavimentos	150
7.7.1. Coeficientes de drenaje AASHTO	151
7.7.2. Análisis de drenaje	151
7.8. Efecto de subrasantes expansivas y congelantes en la pérdida de serviciabilidad	154
7.8.1. Introducción	154
7.8.2. Subrasantes expansivas	154
7.8.3. Subrasantes congelantes	156
Diseño de pavimentos flexibles	161

8.1. Introducción	161
8.2. Variables de entrada	162
8.2.1. Variables de tiempo	162
8.2.2. Tránsito	163
8.2.3. Confiabilidad	163
8.2.4. Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación	163
8.2.5. Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad	164
8.2.6. Propiedades de los materiales	164
8.2.7. Drenaje	164
8.3. Determinación de espesores	164
8.3.1. Estabilidad y factibilidad de construcción	167
8.3.2. Espesores mínimos en función del SN	167
8.3.3. Consideraciones de costo en la selección de espesores de capas	171
8.4. Consideraciones de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales	171
8.5. Análisis de sensibilidad	173
8.6. Limitaciones en el método de diseño AASHTO	177
8.7. Tendencias futuras en el diseño de pavimentos flexibles	178
8.8. Ejemplos	178
8.8.1. Diseñar un pavimento teniendo en cuenta estas características:	178
Diseño de pavimentos rígidos	186
9.1. Introducción	186
9.2. Variables de entrada	187
9.2.1. Variables de tiempo	187
9.2.2. Tránsito	188
9.2.3. Confiabilidad y desviación estándar	188
9.2.4. Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación	188
9.2.5. Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad	188
9.2.6. Módulo de reacción de la subrasante	189
9.2.7. Caracterización de los materiales que forman el pavimento	189
9.2.8. Drenaje	189
9.2.9. Transferencia de cargas	190
9.3. Cálculo de armaduras	191
9.3.1. Variables para cálculo de armaduras en pavimentos con juntas	191
9.3.1.1. Longitud de losa	191
9.3.1.2. Tensiones de trabajo	191
9.3.1.3. Factor de fricción	191
9.3.2. Variables para cálculo de armaduras en pavimentos continuos	192
9.3.2.1. Resistencia a la tracción del hormigón	192
9.3.2.2. Retracción del hormigón	192
9.3.2.3. Coeficiente de dilatación del hormigón	193
9.3.2.4. Diámetro de barras	193
9.3.2.5. Coeficiente de dilatación del acero	193
9.3.2.6. Diferencia de temperatura de diseño	193
9.3.2.7. Factor de fricción	194

9.4. Procedimiento para determinación del espesor de losa	194
9.4.1. Construcción por etapas	197
9.4.2. Consideraciones de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales	197
9.4.3. Diseño de armaduras	197
9.4.4. Armadura longitudinal para pavimento con juntas	197
9.4.5. Armaduras longitudinales para pavimentos continuos	198
9.4.6. Criterios limitantes	201
9.4.7. Diseño de armadura transversal	206
9.4.8. Cálculo de barras de unión	206
9.5. Diseño de juntas	210
9.5.1. Tipos de juntas	210
9.5.2. Espaciamiento entre juntas	210
9.5.3. Juntas oblicuas (enviajadas)	211
9.5.4. Espaciamiento entre juntas al azar	212
9.5.5. Transferencia de cargas en juntas	212
9.5.6. Formación de juntas y dimensiones del reservorio	215
9.5.6.1. Profundidad inicial de la junta	215
9.5.6.2. Determinación de las dimensiones para el reservorio de juntas	215
9.6. Análisis de sensibilidad para espesores de losa	216
9.7. Limitaciones en el método de diseño AASHTO	222
9.8. Tendencias futuras en el diseño de pavimentos rígidos	223
9.9. Ejemplos	224

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN Y DESARROLLO DEL MÉTODO DE DISEÑO AASHTO - 93

1.1. CLASIFICACIÓN DE PAVIMENTOS

Los pavimentos pueden dividirse en rígidos y flexibles. Las cargas que transmiten a la fundación son muy diferentes como se muestra a continuación:

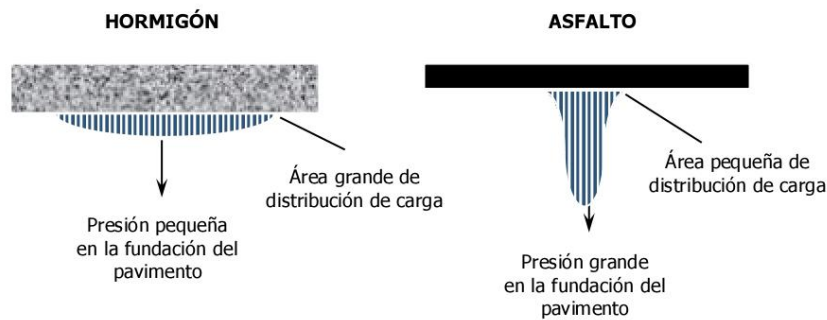


Figura 1.1. Esquema del comportamiento de pavimentos flexibles y rígidos

En un pavimento rígido, debido a la rigidez de la losa de hormigón se produce una buena distribución de las cargas de las ruedas de los vehículos, dando como resultado tensiones muy bajas en la subrasante. En un pavimento flexible, el concreto asfáltico, al tener menor rigidez, se deforma y transmite tensiones mayores en la subrasante.

Debido a la rigidez y alto módulo de elasticidad del hormigón, los pavimentos rígidos basan su capacidad portante en la losa de hormigón más que en la capacidad de la subrasante. Los pavimentos rígidos pueden dividirse en tres tipos:

- Hormigón simple con juntas.
- Hormigón armado con juntas.
- Hormigón armado con refuerzo continuo.

El pavimento de hormigón simple no contiene armadura en la losa y el espaciamiento entre juntas es pequeño entre 2.50 a 5 metros. Las juntas pueden o no tener dispositivos de transferencia de cargas.

Los pavimentos de hormigón armado con juntas tienen espaciamientos mayores entre juntas entre 5 a 12 metros y llevan armadura distribuida en la losa a los efectos de controlar y mantener cerradas las fisuras de contracción. Este tipo de pavimentos se cubrirán con mayor detalle en el capítulo correspondiente.

Los pavimentos de hormigón armado continuo tienen armadura continua longitudinal y no tienen juntas transversales, excepto juntas de construcción. La armadura transversal es opcional en este caso. Estos pavimentos tienen más armadura que los de hormigón armado con juntas y el objetivo de esta armadura es mantener un espaciamiento adecuado entre fisuras y que éstas permanezcan cerradas.

Los pavimentos flexibles se caracterizan por ser sistemas multicapa con las capas de mejor calidad cerca de la superficie donde las tensiones son mayores. La capa superior es de concreto asfáltico. Un pavimento flexible trabaja distribuyendo la carga hasta que llegue a un nivel aceptable para la subrasante. Por debajo de la capa de concreto asfáltico se coloca una base que puede ser de piedra partida, grava bien graduada o materiales estabilizados (con cemento, cal o asfalto). Por debajo de esta base se coloca una capa de menor calidad denominada subbase.

1.2. DESARROLLO HISTÓRICO DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS

1.2.1. Métodos previos a los ensayos de carreteras

Los primeros métodos de diseño de pavimentos se remontan a tiempos anteriores a la década de 1920. En esa época, los diseños se hacían en base a la experiencia y al sentido común del proyectista. En algunos casos los resultados eran buenos, pero cuando se extrapolaban a zonas de diferente tipo de suelo, distinta composición de tránsito y distinto clima, los resultados eran dudosos, y la posibilidad de sobre dimensionar o sub dimensionar el pavimento eran muy grandes.

1.2.1.1. Métodos basados en la Mecánica de Suelos

Muchos de estos métodos estaban basados en principios geotécnicos. El concepto era proteger la subrasante de tensiones excesivas colocando un espesor suficiente de materiales por encima de ésta.

1.2.1.1.1. Método del Índice de Grupo

Se basa en el concepto del Índice de Grupo. Propiedad de suelos que aumenta a medida que disminuye su calidad, por lo tanto a subrasantes de alto Índice de Grupo le corresponderán grandes espesores de pavimentos. Este método no era muy sofisticado en cuanto a la selección de materiales o diseño de espesores y únicamente tomaba en cuenta el número de vehículos pesados diarios.

1.2.1.1.2. Métodos edafológicos

Están basados en la clasificación de la formación de suelos y el principio de que suelos del mismo origen y con condiciones climáticas similares tendrán propiedades ingenieriles similares. La filosofía de diseño era similar al método del índice de grupo.

1.2.1.2. Métodos basados en la resistencia

Estos métodos usan las propiedades de resistencia o de relaciones carga - deformación de los suelos de subrasante como un indicador relativo de la calidad de los materiales. Se detallan los siguientes:

1.2.1.2.1. Método del Valor Soporte California (CBR)

Este método usa las características de carga - deformación de la subrasante, subbase y base y en forma empírica los relaciona con los espesores totales del pavimento, capa de rodadura, base y capas subyacentes. El CBR es la relación existente entre una carga que produce una deformación de 0.1 pulg (2.5 mm) en el material en cuestión y la carga que produce esa misma deformación en una muestra patrón que es un material granular de excelente calidad que se asume como 100%.

1.2.1.2.2. Método del Valor R de Hveem

Se basa en el ensayo del estabilómetro de Hveem que mide las presiones horizontales desarrolladas en un material granular por efecto de la aplicación de una carga vertical. A mayor resistencia a la presión vertical, mejor será la calidad del material. El espesor de un paquete estructural es función del valor R de la subrasante, a menor R, mayor espesor.

1.2.1.2.3. Métodos basados en ensayos de carga - deformación

Este método de diseño supone que el comportamiento del pavimento es función de las características de carga - deformaciones de la subrasante. Para medir esta característica se usa el ensayo de placa o plato de carga en el cual la subrasante es cargada a través de una serie de placas rígidas de 300 a 750 mm de diámetro y se mide la deflexión de la placa. El espesor de diseño está basado en una correlación entre la deflexión de la placa y el comportamiento del pavimento.

1.2.1.2.4. Métodos basados en ensayos triaxiales

Se coloca la muestra de material dentro de una cámara triaxial, se le aplica una presión de confinamiento que simula las condiciones imperantes en el cuerpo del pavimento y se la carga verticalmente hasta la rotura. Estas tensiones de rotura se relacionan con los espesores de pavimentos necesarios para proteger la subrasante y de base para proteger la subbase.

1.2.2. Métodos de diseño basados en ensayos de carreteras

1.2.2.1. Road Test de Bates

En los años 20 los ingenieros comenzaron a reconocer que las cargas de tránsito y su distribución por ejes eran factores fundamentales en el diseño de pavimentos. Así la División de Carreteras de Illinois realizó el Bates Experimental Road Test entre 1922 y 1923. Este ensayo fue realizado en una vía de 4 Km de largo cerca de Springfield, Illinois. La que fue dividida en distintos sectores y se usaron diferentes materiales: ladrillos, concreto asfáltico y hormigón. Este ensayo corroboró la suposición de que el diseño de pavimentos debe estar relacionado a las cargas por eje.

1.2.2.2. Road Test de Maryland

Realizado en 1950 con 1.8 Km de longitud de un pavimento rígido existente cerca de La Plata, Maryland. El ensayo consistía en estudiar una sección transversal de espesor variable (9-7-9 pulg o 22.9-17.8-22.9 cm) con juntas de contracción cada 12.2 m y juntas de expansión cada 36.6 m. La losa se armó con malla de acero y se usaron pasadores de 19 mm de diámetro en correspondencia con las juntas transversales.

El objetivo de este ensayo fue determinar los efectos relativos de cuatro distintas cargas por eje usando dos vehículos tipo. Las cargas eran de 80 KN (simple), 100 KN (simple), 142 KN (tándem) y 200 KN (tándem). Estas eran las cargas previstas en la red vial. Los resultados de los ensayos fueron los siguientes:

- La fisuración y asentamiento de la losa en las juntas se incrementaba de acuerdo a las cargas en este orden: 80 KN (simple), 142 KN (tándem), 100 KN (simple), 200 KN (tándem).
- Cuando se presentaban subrasantes plásticas se observaba bombeo de finos, pero esto no ocurría cuando la subrasante era granular con muy pequeños porcentajes de limo y arcilla.
- La equivalencia entre ejes tándem y ejes simples dependía de la ubicación transversal de la carga.
- Las tensiones y deflexiones causadas por cargas actuando en las esquinas y bordes estaban influenciadas por el alabeo térmico.

1.2.2.3. Road Test de la WASHO

Fue realizado entre 1953 y 1954 por la Western Association of State Highway Officials (WASHO) en la ruta existente cerca de Malad, Idaho. Se hicieron dos pistas de 580 m en tramo recto cada una, en las cuales había 5 secciones de ensayos de 92 m de largo separados por tramos en transición de 30 m. Las cargas por eje usadas fueron: 80 KN (simple), 100 KN (simple), 142 KN (tándem) y 178 KN (tándem). Los espesores de pavimentos oscilaban entre 152 y 559 mm (6 a 22 pulg). Las conclusiones fueron:

- El daño en el pavimento se incrementaba en el siguiente orden: 80 KN (simple), 142 KN (tándem), 100 KN (simple) y 178 KN (tándem).
- El comportamiento del pavimento con 10 cm (4 pulg) de concreto asfáltico fue muy superior a uno de igual espesor, pero con 5 cm (2 pulg) de concreto asfáltico.
- De acuerdo a las fallas producidas al pavimento, un eje tándem con una carga aproximadamente 1.5 veces mayor que la carga de un eje simple es equivalente a ese eje simple. La equivalencia entre ejes simples y tándem en lo concerniente a deformaciones esta alrededor de 1.8 veces.

1.2.2.4. Road Test de la AASHTO

Fue el último de los grandes ensayos a escala natural de carreteras realizados en EEUU. Se efectuó entre 1958 y 1960 cerca de Ottawa, Illinois. Se eligió esta zona por poseer características de suelos uniformes, típicos de gran parte de EEUU y el clima es típico del Norte de dicho país. Además los trabajos de construcción se incorporarían en la ruta interestatal 80.

Este ensayo introdujo el concepto de serviciabilidad en el diseño de pavimentos. La serviciabilidad es una medida de la capacidad del pavimento para brindar una superficie lisa y suave al usuario. Este parámetro

varía entre 0 (pavimento intransitable) a 5 (pavimento perfecto). Durante los dos años que duró el experimento, se registró la serviciabilidad de cada sección de pavimento según la calificaban los conductores de camiones del ensayo cada dos semanas. Así se registró el índice de serviciabilidad presente o actual, PSI (present serviceability index) y se graficó en función del tiempo tal como muestra la Figura 1.2 para pavimentos rígidos y flexibles. En base a datos de este tipo se dedujeron las ecuaciones de diseño.

1.2.2.4.1. Extensiones del Road Test de la AASHTO

Fue el ensayo más completo realizado hasta el momento, pero adolecía de ciertos defectos como ser: un solo tipo de condiciones ambientales, el mismo tipo de subrasante y materiales para pavimentos del norte de Illinois. Como paso siguiente se debería considerar diferentes condiciones y materiales. Los componentes del proceso de diseño que requerían verificación local eran:

- Clima
- Subrasante
- Tráfico
- Materiales de Pavimentación
- Otras Características de diseño

Se debían realizar estudios complementarios "satélite" en otras regiones de EEUU, con diferentes materiales y condiciones ambientales, pero lamentablemente nunca se llevaron a cabo, dejando al método de diseño AASHTO con estas limitaciones:

- Verificación
- Base de datos estadística inadecuada
- Definiciones no reales de falla

Una evaluación mayor del procedimiento de diseño se realizó en 1972. Los principios básicos establecidos y validados en el AASHTO Road Test todavía sirven de base para un notable número de procedimientos de diseño basados en el reemplazo actualmente en uso dentro y fuera de EEUU.

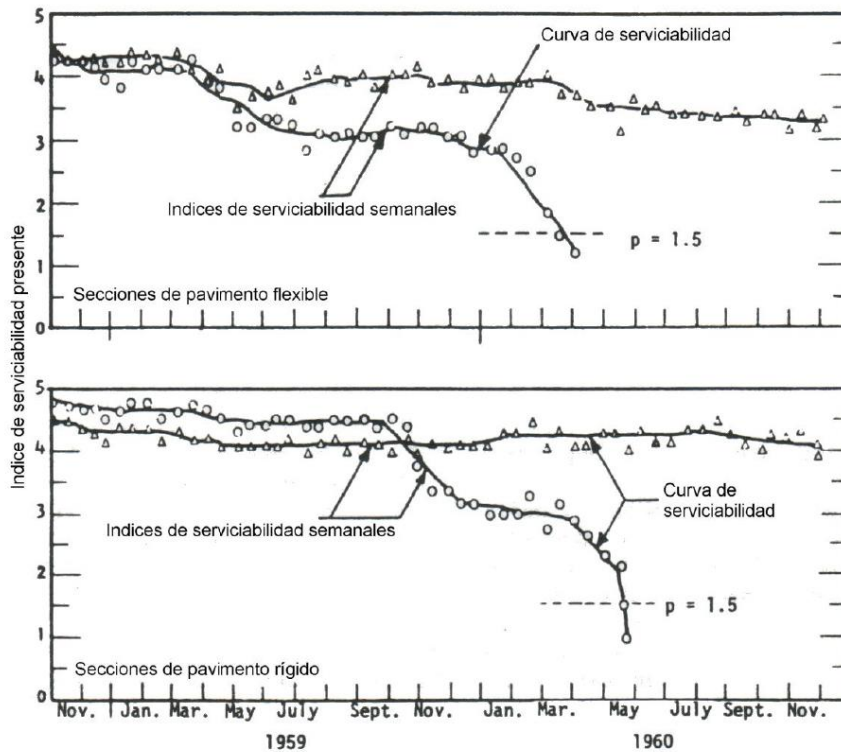


Figura 1.2. Registros de serviciabilidad típicos a partir del AASHO Road Test (HRB 1962)

1.2.2.4.2. Objetivos del Road Test de la AASHO

Los objetivos eran:

1. Determinar la relación entre el número de repeticiones de cargas por eje de diferente magnitud y configuración y el espesor necesario de pavimento (rígido o flexible) que apoya en diferentes bases y subbases para una subrasante de características conocidas.
2. Determinar los efectos significativos de vehículos de distinto peso cuando se aplican sollicitaciones de distinta frecuencia a los puentes. Los puentes analizados eran vigas I de acero, de hormigón armado y de hormigón pretensado.

3. Realizar estudios especiales sobre bermas pavimentadas, tipos de base, fatiga del pavimento, dimensiones y presión de neumáticos y vehículos militares pesados y correlacionar los resultados de estos estudios especiales con los de la investigación básica.
4. Proveer registro de los esfuerzos y materiales requeridos para mantener cada sección de ensayo en condiciones satisfactorias hasta que sea discontinuado por el ensayo.
5. Desarrollar instrumentos, procedimientos de ensayos, datos, tablas, gráficos y fórmulas que reflejen la capacidad de las distintas secciones ensayadas y que serán muy valiosas en el diseño de futuras carreteras y en la evaluación de la calidad de calzadas existentes.

1.2.2.4.3. Condiciones específicas para el Road Test de AASHO

Las condiciones climáticas de la zona son:

- Lluvia anual: 762 mm
- Diferencia entre precipitación y evaporación: 102 mm
- Índice de Thornthwaite: 30 - 1
- Profundidad de penetración del hielo: 762 mm
- Ciclos de congelación y deshielo: 12 por año a nivel de subbase
- Temperatura media en verano: 24 °C
- Temperatura media en invierno: -30 °C

Características de la subrasante:

- Suelo tipo A-6
- CBR=2 a 4%
- Módulo de reacción $k = 12 \text{ KPa/mm} = 45 \text{ pci} = 1.2 \text{ Kg/cm}^3$ (medido en primavera, luego del deshielo inicial)
- Profundidad de roca madre (bed rock)= 3.0 a 9.1 m de la superficie. Esta varía desde arenisca en el extremo occidental de la zona a caliza esquistosa en el extremo Este.

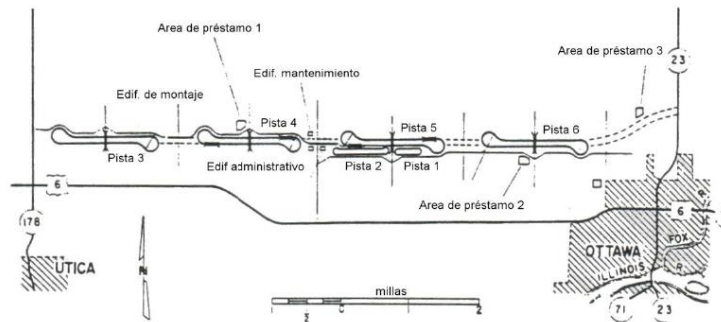


Figura 1.3 Pistas para el Road Test de AASHO

Se construyeron pistas entre 1956 y 1958. La construcción fue de excelente calidad. Hay 6 pistas, 4 grandes y 2 pequeñas. Las grandes son las 3, 4, 5 y 6, y las pequeñas la 1 y la 2. Cada pista tenía un tramo recto de cuatro carriles divididas al centro con curvas de retorno en los extremos. Los tramos rectos tenían una longitud de 2073 m para las pistas grandes (3 a 6), 1341 m para la 2 y 610 m para la pista 1. La pista 1 fue sometida a cargas estáticas y efectos del clima y las pistas 2 a 6 fueron solicitadas con cargas dinámicas que van aumentando de una pista a otra. En todas las pistas, los tramos rectos al Norte y las curvas de retorno al Este eran de concreto asfáltico, mientras que los tramos rectos al Sur y las curvas de retorno al Oeste eran de hormigón.

Las variables para este estudio eran: espesor de pavimento, magnitud de cargas y efectos ambientales. Las secciones de pavimentos eran variables, con tramos de transición entre ellas. La longitud mínima de sección era de 30 m.

La capa de concreto asfáltico usada consistía en una mezcla de piedra caliza partida densa y bien graduada con un 5.4% de cemento asfáltico de grado de penetración 85-100. El espesor de esta capa oscilaba entre 25 y 152 mm (1 a 6 pulg). Se usaron cuatro tipos de base: piedra partida caliza, grava bien graduada, grava tratada con cemento y grava tratada con asfalto. El espesor de la base variaba de 0 a 229 mm (0 a 9 pulg). El pavimento de hormigón estaba hecho con aire intencionalmente incorporado y contenía 335 Kg de cemento por m³ de hormigón, grava y arena natural.

La subbase del pavimento flexible y rígido era una mezcla densa de grava y arena con un porcentaje apreciable de finos (PT N1200 = 6.5%). Los espesores variaban de 0 a 406 mm (0 a 16 pulg) para los pavimentos flexibles y de 0 a 229 mm (0 a 9 pulg) para pavimentos rígidos.

El tránsito que circuló por estas pistas consistía en cargas de ejes simples que variaban entre 9 y 133 KN (2 a 30 kips) y cargas de ejes tándem que variaban entre 107 y 214 KN (24 a 48 kips). Se aplicaron 1.14x10⁷ cargas por eje en cada sección, lo que daba un equivalente de 10 millones de pasadas de ejes de 80 KN (18 kips) en la pista más cargada.

1.2.2.4.4. Evolución de los procedimientos de diseño AASHTO

a) Pavimentos flexibles

Los datos del AASHTO Road Test daban relaciones empíricas entre el espesor del concreto asfáltico, magnitud de cargas, tipo de ejes, número de aplicaciones de cargas y pérdida de serviciabilidad para un pavimento en las condiciones de dicho ensayo. La ecuación que servía de diseño era:

$$\log W = \log p + \frac{G}{\beta} \quad (1.1)$$

W=número de aplicaciones de carga para llegar a la serviciabilidad final.

G=una función, el logaritmo, de la relación de pérdida de serviciabilidad en el tiempo t a la pérdida potencial a una serviciabilidad 1.5.

β=una función de diseño y variables de carga que tienen influencia en la forma de la curva p - W (p=serviciabilidad).

ρ = una función de diseño y variables de carga que denotan el número esperado de aplicaciones de carga para llegar a una serviciabilidad 1.5.

$$\log \rho = 5.93 + 9.36 \log(\text{SN} + 1) - 4.79 \log(L_1 + L_2) + 4.33 \log L_2 \quad (1.2)$$

$$\beta = 0.40 + \frac{0.08 (L_1 + L_2)^{3.23}}{(\text{SN} + 1)^{5.19} L_2^{3.23}} \quad (1.3)$$

siendo:

SN = número estructural

L_1 = carga en un eje simple o en eje tándem

L_2 = código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

Se hicieron versiones provisorias de la guía AASHTO que fueron publicadas en 1972 y 1981, aunque en 1981 no hubo cambios en este rubro con respecto a 1972.

La ecuación de diseño de la guía AASHTO 72 era:

$$\log W_{18} = 9.36 \log(\text{SN} + 1) - 0.20 + \frac{G_t}{0.40 + \frac{1094}{(\text{SN} + 1)^{5.19}}} + \frac{1}{F_R} + 0.372 (\text{Si} - 3.0) \quad (1.4)$$

$$G_t = \log \frac{4.2 - p_t}{4.2 - 1.5} \quad (1.5)$$

F_R = factor regional

Si = Valor soporte de la subrasante ($f(\text{CBR})$)

En el año 1986 se presentaron muchas innovaciones. Aparece el concepto de "Nivel de Confianza" o confiabilidad, que permite al proyectista diseñar un pavimento con un nivel apropiado de riesgo. El factor de confiabilidad de diseño F_R permite tener en cuenta variaciones tanto en la predicción del tránsito como en el comportamiento del pavimento.

Se introduce el módulo resiliente que reemplaza al CBR como dato de entrada. Esto permite una mejor definición de las propiedades resistentes de los materiales. Puede aplicarse también a materiales estabilizados.

Las condiciones de drenaje están tomadas en cuenta con los coeficientes de drenaje m_i . Estos son función de la calidad del drenaje y del porcentaje de tiempo que la estructura estará sometida a niveles de humedad próximos a la saturación. Este coeficiente se aplica a las capas no estabilizadas.

También se prevé el efecto de hinchamiento por subrasantes expansivas y el efecto de hinchamiento por congelación.

La ecuación de diseño es ahora:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9.36 \text{ LOG}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \Delta PSI}{0.40 + \frac{4.2 - 1.5}{1094}} + 2.32 \log M_R - 8.07 \quad (1.6)$$

donde:

W_{18} = número de aplicaciones de cargas de 80 KN

Z_R = abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

S_0 = desvío estándar de las variables

ΔPSI = pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño

M_R = módulo resiliente de la subrasante

Con motivo de la implementación del programa DARWin 3.0 aparece una nueva modificación en el diseño de pavimentos flexibles al permitir dicho programa el cálculo en unidades inglesas o métricas. La modificación aparece en el número estructural, que deja de ser un adimensional para convertirse en un parámetro con unidades de longitud, que representa un espesor ficticio del pavimento. En unidades inglesas viene expresado en pulgadas y conserva el valor numérico obtenido mediante la expresión 1.6. En el sistema métrico viene expresado en mm y su valor es igual a SN (en pulgadas) multiplicado por 25.4. Este mismo esquema ha sido utilizado por el Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón para implementar el software "DIPAV - IBCH", el mismo que utiliza unidades métricas, pero a manera de información despliega también el número estructural en pulgadas.

b) Pavimentos rígidos

Los datos del Road Test de la AASHTO proporcionaron también relaciones empíricas entre el espesor de la losa de hormigón, magnitud de las cargas, tipos de ejes, número de aplicaciones de carga y pérdida de serviciabilidad para las condiciones específicas (materiales y ambientales) de este ensayo.

La ecuación de diseño es:

$$\log W = \log \rho + \frac{G}{\beta} \quad (1.7)$$

donde:

$$\log \rho = 5.85 + 7.35 \log (D + 1) - 4.62 \log (L_1 + L_2) + 3.28 \log L_2 \quad (1.8)$$

$$\text{Siendo } \beta = 1.00 + \frac{3.63(L_1 + L_2)^{5.20}}{(D + 1)^{8.46} L_2^{3.52}} \quad (1.9)$$

D = espesor de la losa, pulg

L_1 = carga por eje simple o eje tándem, kips

L_2 = código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

La ecuación de diseño fue modificada en 1962 usando la ecuación de tensiones en esquina de Spangler para tener en cuenta las propiedades de los materiales como ser la resistencia a la flexión del hormigón F , el módulo elástico E y el valor soporte de la subrasante k .

En 1972 se introdujo el factor de transferencia de cargas en juntas J , y se llega a la ecuación de diseño de 1972:

$$\log W_{18} = 7.35 \log(D+1) - 0.06 + \frac{G_1}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32p_t) \left[\log \left(\frac{S'_c}{215.63j} \right) \frac{D^{0.75} - 1.132}{D^{0.75} - \frac{18.42}{Z^{0.25}}} \right] \quad (1.10)$$

$Z = E/k$

S'_c es el módulo de rotura (resistencia a la flexión con carga en los tercios centrales).

En 1981 se introdujo un factor de seguridad para bajar S'_c . En 1986 aparecen los conceptos de confiabilidad R , desviación estándar S_o , factor de confiabilidad de diseño FR como en el caso de pavimentos flexibles. Las condiciones de drenaje se tienen en cuenta con el coeficiente de drenaje C_d , que tiene en cuenta la calidad del drenaje y el tiempo en que el pavimento está sometido a niveles de humedad próximos a la saturación. Se pueden tener en cuenta subrasantes expansivas o sometidas a congelamiento. Aparece también el factor de pérdida de soporte LS que tiene en cuenta la pérdida potencial de soporte debido a erosión de la subbase y/o al movimiento diferencial vertical del suelo. Este factor LS reduce el valor efectivo de k .

Finalmente la ecuación de diseño es:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 7.35 \log(D+1) - 0.06 + \log \frac{\Delta PSI}{1 + \frac{1.625 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32p_t) \log \left[\frac{S'_c C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63j (D^{0.75} - 18.42(k/E_c)^{0.25})} \right] \quad (1.11)$$

donde:

W_{18} = número de aplicaciones de carga de 80 KN

Z_R = abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

S_o = desviación estándar de las variables

D = espesor de la losa (pulg)

ΔPSI = pérdida de serviciabilidad de diseño

S'_c = módulo de rotura del hormigón (psi)

J = coeficiente de transferencia de carga

C_d = coeficiente de drenaje

E_c = módulo de elasticidad del hormigón (psi)

k = módulo de reacción de subrasante (pci)

Con las nuevas modificaciones las variables vienen expresadas en:

D = espesor de la losa (mm)

S'_c = módulo de rotura del hormigón (kPa)
 E_c = módulo de elasticidad del hormigón (kPa)
K = módulo de reacción de subrasante (kPa/mm)

CAPITULO 2

CONCEPTOS DE DESEMPEÑO DE PAVIMENTOS

2.1. DEFINICIÓN DE DESEMPEÑO DEL PAVIMENTO

La "performance" o desempeño de un pavimento puede definirse como la capacidad estructural o funcional medible a lo largo de su período de diseño. El público usuario le asigna valores subjetivos de acuerdo a su calidad de rodadura, seguridad, aspecto y conveniencia.

La capacidad funcional comprende:

- Calidad aceptable de rodadura.
- Adecuada fricción superficial.
- Geometría apropiada para la seguridad vial.
- Apariencia (Estética).

La capacidad estructural del pavimento implica soportar las cargas impuestas por el tránsito y las condiciones ambientales.

La capacidad estructural y funcional están íntimamente relacionadas. En efecto, un deterioro estructural de un pavimento se manifiesta por una disminución de su capacidad funcional ya que hay un incremento en rugosidad, ruido y un riesgo para los vehículos y ocupantes que lo transiten. No obstante hay otros tipos de fallas estructurales que pueden progresar sin que los usuarios lo noten hasta etapas muy avanzadas. También puede haber una pérdida de capacidad funcional sin que esto implique pérdida de capacidad estructural (ej. pérdida de resistencia a la fricción que se traduce en una vía resbaladiza).

2.2. INDICADORES DE COMPORTAMIENTO

Hay características del pavimento que pueden medirse cuantitativamente y correlacionarse con las consideraciones subjetivas de los usuarios. Estas características se llaman indicadores de comportamiento y son:

- Fallas visibles
- Capacidad estructural
- Fricción superficial
- Rugosidad/serviciabilidad

2.2.1. Fallas visibles

Las fallas tienen lugar en los pavimentos como resultado de interacciones complejas de diseño, construcción, materiales, tránsito, medio ambiente y procedimientos de mantenimiento. Las fallas visibles deben ser cuantificadas de acuerdo a estos parámetros:

- Tipo
- Severidad
- Cantidad

Más adelante se descubrirán algunos tipos de fallas. De acuerdo a la severidad de una falla, ésta puede ser de baja; media o alta severidad. La cantidad se mide de distintas formas de acuerdo al tipo de falla:

- Magnitud promedio en longitud en todo el tramo a estudiar (por ejemplo para desplazamientos verticales, ahuellamiento, etc).
- Cantidad total por longitud (para fisuras transversales).
- Cantidad total por área (para fisuras en bloque).
- Porcentaje de área afectado (para piel de cocodrilo).
- Número de veces (para hinchamientos y asentamientos).

2.2.1.1. Fallas en pavimentos rígidos

a) Levantamiento de Losas

El levantamiento de losas no es un fenómeno muy común y tiene lugar en las juntas o fisuras de un pavimento de hormigón cuando están sometidos a altas temperaturas, infiltración de material incompresible dentro de las juntas y fisuras, lo cual va reduciendo paulatinamente, a lo largo de varios años la capacidad de las losas de expandirse, también influye, aunque en menor medida la presencia de áridos reactivos que produzcan expansión en el hormigón. Debido a estas causas se desarrollan grandes presiones en el hormigón, las que se liberan mediante la rotura o levantamiento de los bordes de la losa hacia arriba en correspondencia con una junta o fisura. Las losas de gran longitud son más susceptibles a este fenómeno que las cortas.

En general este proceso tiene lugar cuando la temperatura del pavimento alcanza su valor más alto en zonas cálidas.

b) Fisuras de esquina

Una fisura de esquina es aquella que intersecta una junta transversal y el borde de calzada en un pavimento de hormigón simple. La distancia es menor de 1.8 m (6 pies) a ambos lados de la esquina de la losa. Esta fisura se extiende verticalmente en todo el espesor de la losa. No debe ser confundida con el descascaramiento de esquina, que es una fisura que forma un ángulo en el espesor de la losa y está dentro de los 0.3 m (1 pie) de la esquina.

La causa de las fisuras de esquina son: cargas repetidas pesadas, pérdida de soporte, transferencia de carga deficiente a lo largo de la junta, alabeo térmico y por humedad, etc.

c) Fisuración en "D"

La fisuración en "D" consiste en una serie de fisuras muy próximas en forma de media luna (similar a una letra "D", que aparecen en la superficie del pavimento en forma adyacente y aproximadamente paralela a las juntas transversales y longitudinales del pavimento y al borde libre. Estas fisuras pueden originarse por el congelamiento y descongelamiento de agregados saturados en el hormigón, cuando estos son

excesivamente porosos, es entonces un problema más bien de los agregados que conforman el hormigón que del comportamiento mismo del pavimento. En general, las fisuras en “D” son más severas en la parte inferior del pavimento que en la superior, por lo que cuando éstas son visibles, el daño es notorio en la parte interna del pavimento. Aparecen en primer lugar en correspondencia con juntas y fisuras y progresan luego hacia el centro de la losa.

d) Desplazamientos verticales diferenciales (escalonamiento)

Este fenómeno denominado en inglés “faulting” tiene lugar en correspondencia con fisuras y juntas. Las causas son una pérdida de soporte en una de las losas que desciende con respecto a la otra. La causa de esto es el bombeo de finos y el arrastre de finos que migran en la parte inferior de una losa con respecto a la otra. Este fenómeno es más probable cuando no existen mecanismos de transferencia de cargas o los mismos son poco eficientes y la capa base es erosionable.

e) Daños en el sellado de juntas

Ocurre este problema cuando penetran materiales incompresibles y/o agua dentro de las juntas. Las fallas en el sellado pueden deberse a una durabilidad baja, forma inadecuada del reservorio para el sellante, o las propiedades de este último. Las fallas más comunes dentro de esta clase son:

- Extrusión del sellante de la junta
- Sellante de baja calidad
- Endurecimiento del sellante (oxidación)
- Pérdida de adherencia entre el sellante y los bordes del reservorio
- Ausencia de sellante
- Fisuración del sellante (falla cohesiva)

f) Fisura longitudinal

Las fisuras longitudinales van, en general, paralelas a la línea central del pavimento. Las causas son: construcción inadecuada de juntas longitudinales, alabeo de la losa y movimientos de la subrasante por suelos expansivos o por hinchamiento debido a congelamiento.

g) Bombeo de Finos

El bombeo de finos de la base o subrasante se origina por movimiento vertical de la losa en juntas y fisuras bajo las cargas pesadas, cuando existe agua en la capa de apoyo, el impacto de la llanta provoca la eyección de materiales y agua a través de juntas y fisuras. El bombeo resulta grave cuando la cantidad de material eyectado deja partes importantes de la losa, especialmente en esquinas, sin soporte, esto produce incrementos de tensiones, deformaciones y finalmente rotura de la losa.

h) Punzonamiento (punchout)

Es la falla más importante en pavimentos de hormigón con armadura continua. El punzonamiento tiene lugar cuando una sección de una losa de hormigón situada entre dos fisuras de contracción muy próximas se rompe y desciende bajo la acción de cargas repetidas. Esto ocurre, en general, en el borde

externo del carril más transitado por los camiones. A veces se encuentran evidencias de bombeo cerca de los sectores punzonados.

i) Reactividad álcali - árido

Los áridos denominados "reactivos", contienen silicatos y carbonatos que pueden reaccionar con los álcalis del cemento en presencia de humedad y causan compuestos expansivos en el hormigón. Esta expansión provocará tensiones de compresión en la losa y aparecerán en la superficie del pavimento fisuras muy finas, con una separación muy pequeña, las que pueden ser longitudinales o en forma de mapa. Luego, estas fisuras pueden conducir a un severo descascamiento. Estos problemas afectan a toda el área de la losa, pero el descascamiento comienza cerca de las juntas y fisuras y progresa hacia adentro. Esta es una falla de la dosificación del hormigón, motivo por el cual se debe verificar la potencial reactividad de los agregados. Una forma de mitigar esta reacción es el uso de cementos pozolánicos.

j) Fisuras en forma de mapa

Consisten en una red de fisuras poco profundas, finas, en forma errática que se extienden sólo en la parte superior de la losa. Se las encuentra en hormigones antiguos, en los cuales no se usaron aditivos incorporadores de aire en climas sujetos a congelamiento. Los ciclos hielo – deshielo en un hormigón que no cuenta con aditivo incorporador de aire, pueden con el tiempo originar un descascamiento en la superficie de la losa.

k) Desportilladuras en juntas y fisuras

Es un proceso de daño gradual o rotura en los bordes de una junta o fisura. Las causas pueden ser la infiltración de materiales incompresibles dentro de las juntas o fisuras, falta de alineación y corrosión de pasadores o juntas mal diseñadas.

l) Fisuras transversales y diagonales

Las fisuras transversales son aquellas que recorren el pavimento en forma más o menos perpendicular a la línea central. Sus causas son la repetición de cargas, tensiones por alabeo y por contracción por secado.

Este fenómeno, que es una falla para pavimentos de hormigón simple, no lo es para pavimentos de hormigón armado continuo y/o con juntas. Estas fisuras están previstas en el diseño, la retracción del hormigón produce tensiones de tracción que son contrarrestadas por la fricción entre losa y subbase y por la armadura prevista, esta última mantiene unidas las fisuras y asegura una buena transferencia de cargas a través de la trabazón de agregados. Las fisuras transversales se convierten en una falla en estos casos cuando se rompe la armadura y se abren las fisuras con todos los problemas inherentes a este fenómeno (entrada de agua, corrosión de armaduras, pérdida de trabazón entre agregados, deterioro de fisuras).

2.2.1.2. Fallas en pavimentos flexibles

A continuación se describen las fallas más comunes en pavimentos flexibles.

a) Piel de cocodrilo

Es la típica falla por fatiga del material, como su nombre lo indica está formada por fisuras interconectadas y se considera una falla mayor. Este tipo de deterioro comienza en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico o de la base estabilizada (si existe), donde las tensiones y deformaciones causadas por las cargas de tránsito alcanzan sus mayores valores. Las fisuras se propagan a la superficie en forma de fisuras longitudinales más o menos paralelas. Luego la rotura evoluciona, se unen las fisuras y forman trozos de tamaño más o menos uniforme con bordes agudos y quebrados en un aspecto que hace recordar a la piel de cocodrilo. Las piezas tienen menos de 30 cm en el lado más largo. Tienen lugar en las zonas más sometidas a repetición de cargas.

La piel de cocodrilo no ocurre en refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón, a menos que las losas se hayan desintegrado o que se haya perdido la adherencia entre ambos pavimentos, dado que en la parte inferior del refuerzo de concreto asfáltico no se producen esfuerzos de tracción.

b) Exudación

Es el desarrollo de una película de material bituminoso en la superficie del pavimento que crea una superficie brillante y muy lisa. La causa es la excesiva cantidad de asfalto de la mezcla o el bajo contenido de vacíos en la misma. Ocurre cuando el asfalto llena los vacíos de la mezcla durante la época de calor y se expande sobre la superficie del pavimento. En general, se lo puede considerar como un problema de diseño de mezcla. Dado que este proceso no se revierte con tiempo frío, se va acumulando cada vez más asfalto en la superficie.

c) Fisuras en bloque

Consisten en fisuras interconectadas que forman una serie de grandes polígonos con bordes agudos y quebrados. La causa es la rigidización y contracción del asfalto o una subrasante que se vuelve inestable. Si no se corrige, este tipo de falla deriva en piel de cocodrilo por la entrada de agua en la estructura y ablandamiento de la subrasante.

d) Fisuras longitudinales

Son fisuras que van más o menos paralelas al eje de la calzada. Sus causas son:

- Junta defectuosa de pavimento de un carril a otro.
- Contracción del concreto asfáltico debido a bajas temperaturas o a endurecimiento del asfalto.
- Reflexión de fisuras causadas por movimiento excesivo de juntas o fisuras debajo del concreto asfáltico, incluyendo fisuras en el pavimento de hormigón subyacente.

e) Desprendimientos y peladuras

El desprendimiento consiste en la pérdida de agregados de la superficie del pavimento y las peladuras en la pérdida de asfalto de la superficie, con los consiguientes efectos en la calidad de rodadura y la seguridad. La causa de ambas fallas es un endurecimiento del asfalto.

f) Ahuellamiento

Es una depresión longitudinal de la superficie en correspondencia con la zona transitada por las ruedas. En algunos casos puede ocurrir un levantamiento del asfalto a ambos lados de la huella. Los ahuellamientos poco severos se notan durante una lluvia donde estas hendiduras son ocupadas por el agua. En estados más avanzados de desarrollo estas fallas afectan la base, subbase y eventualmente la subrasante, debido a la consolidación o al movimiento lateral de los materiales por las cargas de tránsito. Las causas del ahuellamiento pueden ser: movimiento plástico de la mezcla en tiempo cálido, compactación inadecuada durante la construcción o abrasión por las ruedas. Un ahuellamiento significativo puede provocar mayores fallas estructurales e hidroplaneo de los vehículos.

g) Fisuras transversales

Las fisuras transversales de pavimentos flexibles no provocadas por reflexión se deben a la contracción del concreto asfáltico por bajas temperaturas o al endurecimiento del asfalto. En general no están asociadas con cargas.

h) Fisuras reflejadas

Tienen lugar en pavimentos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón con juntas. La causa es el movimiento de la losa de hormigón debido a cambios de temperatura y humedad. Generalmente no están asociadas con cargas de tránsito, no obstante estas cargas pueden causar la rotura del concreto asfáltico cerca de la fisura inicial, resultando fisuras más anchas y por último, desintegración.

2.2.2. Capacidad estructural

El diseño estructural de un pavimento comienza con la previsión de los tipos y volúmenes de vehículos que pasarán sobre éste durante su vida útil. Se eligen los materiales que formarán el pavimento y finalmente se determinan los espesores de cada una de las capas que forman el paquete estructural que soportará las cargas previstas sin que se produzcan fallas. Se puede definir la capacidad estructural como la capacidad del pavimento para soportar las cargas de tránsito durante el periodo de vida útil.

La capacidad estructural puede ser conocida mediante ensayos no destructivos (NDT=non destructive tests). La ventaja de usar los NDT es que se pueden determinar deficiencias estructurales aún antes de que las mismas sean visibles.

2.2.3. Fricción superficial

La fricción superficial de un pavimento es la fuerza desarrollada en la interfase rueda - pavimento que resiste el deslizamiento cuando se aplican las fuerzas de frenado.

En los pavimentos secos hay, en general, buena fricción superficial, pero en los mojados el agua actúa como lubricante y reduce el contacto entre rueda y pavimento. Si la película de agua es gruesa y el vehículo circula a gran velocidad, las ruedas pierden contacto con el pavimento, creando el peligroso fenómeno de hidroplaneo.

Los tres factores que influyen en la fricción superficial son: microtextura, macrotextura y pendiente transversal de calzada. La microtextura se refiere a la rugosidad de las superficies de las partículas

gruesas tomadas en forma individual de la superficie de rodamiento y del ligante de esta superficie. La microtextura contribuye a la fricción por adhesión con las ruedas del vehículo. La macrotextura se refiere a la textura global del pavimento, la cual está controlada por el tipo y tamaño del agregado grueso en pavimentos flexibles y por la terminación superficial en pavimentos rígidos. Una buena macrotextura ayuda a mejorar la fricción superficial proveyendo canales de escape para el agua superficial en la interfase rueda - pavimento. La pendiente transversal contribuye a la fricción superficial facilitando la salida del agua hacia los bordes. Por lo menos se recomienda una pendiente transversal del 1%, siendo más común adoptar 2%.

2.2.4. Rugosidad/Serviciabilidad

Mientras que las fallas, la condición estructural y la fricción superficial son importantes indicadores ingenieriles de las condiciones de un pavimento, los usuarios juzgan el estado de un pavimento en términos de calidad para circular sobre ellos. La serviciabilidad se define como la capacidad del pavimento para brindar un uso confortable y seguro a los usuarios. En el procedimiento de diseño AASHTO, la serviciabilidad está calificada en términos de Clasificación de Serviciabilidad Presente (PSR=Present Serviceability Rating). Para determinarla, un grupo de individuos circula sobre el pavimento y lo califica de 0 a 5. En la siguiente tabla están indicados los niveles de serviciabilidad.

PSR	Condición
0-1	Muy pobre
1-2	Pobre
2-3	Regular
3-4	Buena
4-5	Muy buena

En el Road Test de la AASHTO se calificó cada pavimento con su PSR y este valor se correlacionó con condiciones medibles del pavimento: varianza del perfil (rugosidad), fisuras, parches y ahuellamiento (para pavimentos flexibles solamente). Mediante un análisis por regresión se dedujeron ecuaciones para determinar el Índice de Serviciabilidad Presente (PSI=Present Serviceability Index), el cual es una estimación del PSR basada en rugosidad y fallas.

Para pavimentos flexibles la expresión es:

$$PSI = 5.03 - 1.91 \log(1 + SV) - 1.38(RD)^2 - 0.01(C + P)^{0.5} \quad (2.1)$$

donde:

SV = varianza del perfil sobre la sección en estudio, medida con el perfilómetro CHLOE, x 10 (pulg/pie)²

RD = profundidad de ahuellamiento medio, pulg

C = piel de cocodrilo, clase 2 y clase 3 (pies²/1000pies²)

Clase 2 significa que todas las fisuras se han unido para formar la piel de cocodrilo. Clase 3 se indica cuando algunos trozos del cuarteado resultante han desaparecido

P = parches (pies²/ 1000pies)

Para pavimentos rígidos se tiene la ecuación:

$$PSI = 5.41 - 1.78 \log(1 + SV) - 0.09(C + P)^{0.5} \quad (2.2)$$

C = fisuras clase 3 y 4, en $\text{pies}^2/1000\text{pies}^2$

Clase 3 se da cuando se tiene una fisura abierta o descascarada en superficie hasta un ancho de 6.4 mm (0.25 pulg) o más en una distancia de una vez y media la longitud de la fisura. Clase 4 se refiere a cada fisura sellada.

P = parches ($\text{pies}^2/1000\text{pies}^2$)

La varianza del perfil, que representa la rugosidad, es una medida estadística del perfil del pavimento medido en las zonas transitadas por las ruedas:

$$SV = \frac{\sum y^2 - 1/n(\sum y)^2}{n - 1} \quad (2.3)$$

donde:

y = diferencia en elevación entre dos puntos separados 1 pie (pulg/pie) o 1 metro (mm/m)

n = número de medidas

La rugosidad está definida como las irregularidades en la superficie del pavimento que afectan la calidad de la marcha, la seguridad e incrementan los costos de mantenimiento del vehículo. El SV es el parámetro que gobierna el valor de PSI para pavimentos rígidos y flexibles dado que es el factor que más tiene en cuenta el usuario para juzgar la calidad del pavimento.

La tendencia actual es no usar más la varianza del perfil como una medida de la rugosidad. Muchas reparticiones viales han convertido el valor de la varianza del perfil en un índice de rugosidad. Se ha buscado correlacionar las medidas de rugosidad hechas con distintos aparatos y así la International Road Roughness Experiment (IRRE) convino con el Banco Mundial en evaluar diferentes aparatos de medida de rugosidad para establecer correlaciones. Así aparece el International Roughness Index, IRI, denominado en español "Índice de Rugosidad Internacional", que es una medida estándar de la rugosidad a la cual pueden compararse otras medidas de regularidad superficial. Además se relacionó el IRI con el PSR a través de la ecuación:

$$PSR = 5 e^{-0.0041IRI} \quad (2.4)$$

donde:

IRI = Índice de Rugosidad Internacional, en pulg/milla

Más recientemente han aparecido aparatos de medida de rugosidad que no hacen contacto con la calzada. Estos están basados en el rayo láser, en sensores infrarrojos y en sensores ultrasónicos que miden las elevaciones del perfil electrónicamente y las comparan con un horizonte artificial.

CAPITULO 3

CARACTERIZACIÓN DEL TRÁNSITO

3.1. INTRODUCCIÓN

En el método AASHTO los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil. El tránsito está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes, y a los efectos de cálculo, se los transforma en un número equivalente de ejes tipo de 80 KN o 18 kips. Se los denominará de aquí en adelante ESAL, que es la sigla en inglés de "Carga de Eje Equivalente Simple" "*Equivalent Single Axle Load*".

La transformación del número equivalente de ejes de distinta naturaleza y peso en ESALs es una tarea compleja. Es necesario fijar adecuadamente el concepto de que el tipo de eje y su peso es más importante que el peso del vehículo en lo que respecta al comportamiento del pavimento.

3.2. CONVERSIÓN DE TRÁNSITO EN ESALS

Las diferentes cargas actuantes sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones en el mismo. Además, diferentes espesores de pavimentos y diferentes materiales responden de diferente manera a una misma carga. Debido a esta diferente respuesta en el pavimento, las fallas serán distintas según la intensidad de la carga y las características del pavimento. Para tener en cuenta esta diferencia, el tránsito es reducido a un número equivalente de ejes de una determinada carga que producirán el mismo daño que toda la composición del tránsito. Esta carga tipo según AASHTO es de 80 KN o 18 kips. La conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga, denominados LEF por sus siglas en inglés ("Load Equivalent Factor") o Factor Equivalente de Carga.

3.2.1. Factores equivalentes de carga

El concepto de convertir un tránsito mixto en un número de ESALs de 80 KN fue desarrollado en el Road Test de la AASHTO, en este ensayo se cargaron pavimentos similares con diferentes configuraciones de ejes y cargas para analizar el daño producido.

Así el factor equivalente de carga o LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por una dada carga de un tipo de eje y la producida por el eje estándar de 80 KN en el mismo eje.

$$LEF = \frac{\text{No. de ESALs de 80 KN que producen una pérdida de serviciabilidad}}{\text{No. de ejes de x KN que producen la misma pérdida de serviciabilidad}} \quad (3.1)$$

Por ejemplo, para producir una pérdida de serviciabilidad de 4.2 a 2.5 son equivalentes:

100,000 ejes simples de 80 KN

14,347 ejes simples de 133 KN

$$LEF = \frac{100,000}{14,347} = 6.97$$

Dado que cada tipo de pavimento responde de manera diferente a una carga, los LEFs cambian de acuerdo al tipo de pavimento. Por ejemplo, si el punto de falla de un pavimento cambia, también lo hace el LEF. Es así que pavimentos rígidos y flexibles tienen diferentes LEFs y que también cambie según el SN (pavimentos flexibles) y según el espesor de losa (pavimentos rígidos), y que también cambien según el nivel de serviciabilidad adoptado.

A continuación se reproducen las tablas del Apéndice "D" de la Guía de Diseño AASHTO- 93, donde se indican LEFs para distintos tipos de ejes, distintos tipos de pavimentos y distintas serviciabilidades finales.

Tabla 3.1. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, $p_t = 2.0$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.002	.003	.002	0.002	.002	.002
6	26.7	.009	.012	.011	0.10	.009	.009
8	35.6	.030	.035	.036	.033	.031	.029
10	44.5	.075	.085	.090	.085	0.79	.076
12	53.4	.165	.177	.189	.183	.174	.168
14	62.3	.325	.338	.354	.350	.338	.331
16	71.2	.589	.598	.613	.612	.603	.596
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.59
22	97.9	2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
24	106.8	3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
26	115.7	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28	124.6	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30	133.5	10.4	10.0	9.2	8.6	8.7	9.2
32	142.4	14.0	13.5	12.4	11.5	11.5	12.1
34	151.3	18.5	17.9	16.3	15.0	14.9	15.6
36	160.0	24.2	23.3	21.2	19.3	19.0	19.9
38	169.1	31.1	29.9	27.1	24.6	24.0	25.1
40	178.0	39.6	38.0	34.3	30.9	30.0	31.2
42	186.9	49.7	47.7	43.0	38.6	37.2	38.5
44	195.8	61.8	59.3	53.4	47.6	45.7	47.1
46	204.7	76.1	73.0	65.6	58.3	55.7	57.0
48	213.6	92.9	89.1	80.0	70.9	67.3	68.6
50	222.5	113	108	97	86	81	82

Tabla 3.2. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, $p_t = 2.0$

Carga por eje (kips)	(KN)	SN					
		1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0002	.0002	.0002
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.003	.003	.003	.003	.002
10	44.5	.007	.008	.008	.007	.006	.006
12	53.4	.013	.016	.016	.014	.013	.012
14	62.3	.024	.029	.029	.026	.024	.023
16	71.2	.041	.048	.050	.046	.042	.040
18	80.0	.066	.077	.081	.075	.069	.066
20	89.0	.103	.117	.124	.117	.109	.105
22	97.9	.156	.171	.183	.174	.164	.158
24	106.8	.227	.244	.260	.252	.239	.231
26	115.7	.322	.340	.360	.353	.338	.329
28	124.6	.447	.465	.487	.481	.466	.455
30	133.5	.607	.623	.646	.643	.627	.617
32	142.4	.810	.823	.843	.842	.829	.819
34	151.3	1.06	1.07	1.08	1.08	1.08	1.07
36	160.0	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	169.1	1.76	1.75	1.73	1.72	1.73	1.74
40	178.0	2.22	2.19	2.15	2.13	2.16	2.18
42	186.9	2.77	2.73	2.64	2.62	2.66	2.70
44	195.8	3.42	3.36	3.23	3.18	3.24	3.31
46	204.7	4.20	4.11	3.92	3.83	3.91	4.02
48	213.6	5.10	4.98	4.72	4.58	4.68	4.83
50	222.5	6.15	5.99	5.64	5.44	5.56	5.77
52	231.4	7.37	7.16	6.71	6.43	6.56	6.83
54	240.3	8.77	8.51	7.93	7.55	7.69	8.03
56	249.2	10.4	10.1	9.3	8.8	9.0	9.4
58	258.1	12.2	11.8	10.9	10.3	10.4	10.9
60	267.0	14.3	13.8	12.7	11.9	12.0	12.6
62	275.9	16.6	16.0	14.7	13.7	13.8	14.5
64	284.7	19.3	18.6	17.0	15.8	15.8	16.6
66	293.6	22.2	21.4	19.6	18.0	18.0	18.9
68	302.5	25.5	24.6	22.4	20.6	20.5	21.5
70	311.4	29.2	28.1	25.6	23.4	23.2	24.3
72	320.3	33.3	32.0	29.1	26.5	26.2	27.4
74	329.2	37.8	36.4	33.0	30.0	29.4	30.8
76	338.1	42.8	41.2	37.3	33.8	33.1	34.5
78	347.0	48.4	46.5	42.0	38.0	37.0	38.6
80	355.9	54.4	52.3	47.2	42.5	41.3	43.0
82	364.8	61.1	58.7	52.9	47.6	46.0	47.8
84	373.7	68.4	65.7	59.2	53.0	51.2	53.0
86	382.6	76.3	73.3	66.0	59.0	56.8	58.6
88	391.5	85.0	81.6	73.4	65.5	62.8	64.7
90	400.4	94.4	90.6	81.5	72.6	69.4	71.3

Tabla 3.3. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem, $pt = 2.0$

Carga por eje (kips)	(KN)	SN pulg (mm)					
		1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
6	26.7	.0004	.0004	.0003	.0003	.0003	.0003
8	35.6	.0009	.0010	.0009	.0008	.0007	.0007
10	44.5	.002	.002	.002	.002	.002	.001
12	53.4	.004	.004	.004	.003	.003	.003
14	62.3	.006	.007	.007	.006	.006	.005
16	71.2	.010	.012	.012	.010	.009	.009
18	80.0	.016	.019	.019	.017	.015	.015
20	89.0	.024	.029	.029	.026	.024	.023
22	97.9	.034	.042	.042	.038	.035	.034
24	106.8	.049	.058	.060	.055	.051	.048
26	115.7	.068	.080	.083	.077	.071	.068
28	124.6	.093	.107	.113	.105	.098	.094
30	133.5	.125	.140	.149	.140	.131	.126
32	142.4	.164	.182	.194	.184	.173	.167
34	151.3	.213	.233	.248	.238	.225	.217
36	160.0	.273	.294	.313	.303	.288	.279
38	169.1	.346	.368	.390	.381	.364	.353
40	178.0	.434	.456	.481	.473	.454	.443
42	186.9	.538	.560	.587	.580	.561	.548
44	195.8	.662	.682	.710	.705	.686	.673
46	204.7	.807	.825	.852	.849	.831	.818
48	213.6	.976	.992	1.015	1.014	.999	.987
50	222.5	1.17	1.18	1.20	1.20	1.19	1.18
52	231.4	1.40	1.40	1.42	1.42	1.41	1.40
54	240.3	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	249.2	1.95	1.95	1.93	1.93	1.94	1.94
58	258.1	2.29	2.27	2.24	2.23	2.25	2.27
60	267.0	2.67	2.64	2.59	2.57	2.60	2.63
62	275.9	3.10	3.06	2.98	2.95	2.99	3.04
64	284.7	3.59	3.53	3.41	3.37	3.42	3.49
66	293.6	4.13	4.05	3.89	3.83	3.9	3.99
68	302.5	4.73	4.63	4.43	4.34	4.42	4.54
70	311.4	5.40	5.28	5.03	4.90	5.00	5.15
72	320.3	6.15	6.00	5.68	5.52	5.63	5.82
74	329.2	6.97	6.79	6.41	6.20	6.33	6.56
76	338.1	7.88	7.67	7.21	6.94	7.08	7.36
78	347.0	8.88	8.63	8.09	7.75	7.90	8.23
80	355.9	9.98	9.69	9.05	8.63	8.79	9.18
82	364.8	11.2	10.8	10.1	9.60	9.80	10.2
84	373.7	12.5	12.1	11.2	10.6	10.8	11.3
86	382.6	13.9	13.5	12.5	11.8	11.9	12.5
88	391.5	15.5	15.5	13.8	13.0	13.2	13.8
90	400.4	17.2	16.6	15.3	14.3	14.5	15.2

Tabla 3.4. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, $p_t = 2.5$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0(152.4)
2	8.9	.0004	.0004	.0004	.0004	.0004	.0004
4	17.8	.003	.004	.004	.003	.002	.002
6	26.7	.011	.017	.017	.013	.01	.009
8	35.6	.032	.047	.051	.041	.034	.031
10	44.5	.078	.102	.118	.102	.088	.080
12	53.4	.168	.198	.229	.213	.189	.176
14	62.3	.328	.358	.399	.388	.360	.342
16	71.2	.591	.613	.646	.645	.623	.606
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.61	1.57	1.49	1.47	1.51	1.55
22	97.9	2.48	2.38	2.17	2.09	2.18	2.30
24	106.8	3.69	3.49	3.09	2.89	3.03	3.27
26	115.7	5.33	4.99	4.31	3.91	4.09	4.48
28	124.6	7.49	6.98	5.90	5.21	5.39	5.98
30	133.5	10.3	9.5	7.9	6.8	7.0	7.8
32	142.4	13.9	12.8	10.5	8.8	8.9	10.0
34	151.3	18.4	16.9	13.7	11.3	11.2	12.5
36	160.0	24.0	22.0	17.7	14.4	13.9	15.5
38	169.1	30.9	28.3	22.6	18.1	17.2	19
40	178.0	39.3	35.9	28.5	22.5	21.1	23.0
42	186.9	49.3	45.0	35.6	27.8	25.6	27.7
44	195.8	61.3	55.9	44.0	34.0	31.0	33.1
46	204.7	75.5	68.8	54.0	41.4	37.2	39.3
48	213.6	92.2	83.9	65.7	50.1	44.5	46.5
50	222.5	112	102	79	60	53	55

Tabla 3.5. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, $p_t = 2.5$

Carga por eje (kips)	(KN)	SN					
		1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0005	.0005	.0004	.0003	.0003	.0002
6	26.7	.002	.002	.002	.001	.001	.001
8	35.6	.004	.006	.005	.004	.003	.003
10	44.5	.008	.013	.011	.009	.007	.006
12	53.4	.015	.024	.023	.018	.014	.013
14	62.3	.026	.041	.042	.033	.027	.024
16	71.2	.044	.065	.07	.057	.047	.043
18	80.0	.070	.097	.109	.092	.077	.070
20	89.0	.107	.141	.162	.141	.121	.110
22	97.9	.160	.198	.229	.207	.180	.166
24	106.8	.231	.273	.315	.292	.260	.242
26	115.7	.327	.370	.420	.401	.364	.342
28	124.6	.451	.493	.548	.534	.495	.470
30	133.5	.611	.648	.703	.695	.658	.633
32	142.4	.813	.843	.889	.887	.857	.834
34	151.3	1.06	1.08	1.11	1.11	1.09	1.08
36	160.0	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	169.1	1.75	1.73	1.69	1.68	1.70	1.73
40	178.0	2.21	2.16	2.06	2.03	2.08	2.14
42	186.9	2.76	2.67	2.49	2.43	2.51	2.61
44	195.8	3.41	3.27	2.99	2.88	3.00	3.16
46	204.7	4.18	3.98	3.58	3.40	3.55	3.79
48	213.6	5.08	4.80	4.25	3.98	4.17	4.49
50	222.5	6.12	5.76	5.03	4.64	4.86	5.28
52	231.4	7.33	6.87	5.93	5.38	5.63	6.17
54	240.3	8.72	8.14	6.95	6.22	6.47	7.15
56	249.2	10.3	9.6	8.1	7.2	7.4	8.2
58	258.1	12.1	11.3	9.4	8.2	8.4	9.4
60	267.0	14.2	13.1	10.9	9.4	9.6	10.7
62	275.9	16.5	15.3	12.6	10.7	10.8	12.1
64	284.7	19.1	17.6	14.5	12.2	12.2	13.7
66	293.6	22.1	20.3	16.6	13.8	13.7	15.4
68	302.5	25.3	23.3	18.9	15.6	15.4	17.2
70	311.4	29.0	26.6	21.5	17.6	17.2	19.2
72	320.3	33.0	30.3	24.4	19.8	19.2	21.3
74	329.2	37.5	34.4	27.6	22.2	21.6	23.6
76	338.1	42.5	38.9	31.1	24.8	23.7	26.1
78	347.0	48.0	43.9	35.0	27.8	26.2	28.8
80	355.9	54.0	49.4	39.2	30.9	29.0	31.7
82	364.8	60.6	55.4	43.9	34.4	32.0	34.8
84	373.7	67.8	61.9	49.0	38.2	35.3	38.1
86	382.6	75.7	69.1	54.5	42.3	38.8	41.7
88	391.5	84.3	76.9	60.6	46.8	42.6	45.6
90	400.4	93.7	85.4	67.1	51.7	46.8	49.7

Tabla 3.6. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem, $pt = 2.5$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0002	.0002	.0002	.0001	.0001	.0001
6	26.7	.0006	.0007	.0005	.0004	.0003	.0003
8	35.6	.001	.002	.001	.001	.001	.001
10	44.5	.003	.004	.003	.002	.002	.002
12	53.4	.005	.007	.006	.004	.003	.003
14	62.3	.008	.012	.01	.008	.006	.006
16	71.2	.012	.019	.018	.013	.011	.010
18	80.0	.018	.029	.028	.021	.017	.016
20	89.0	.027	.042	.042	.032	.027	.024
22	97.9	.038	.058	.060	.048	.040	.036
24	106.8	.053	.078	.084	.068	.057	.051
26	115.7	.072	.103	.114	.095	.080	.072
28	124.6	.098	.133	.151	.128	.109	.099
30	133.5	.129	.169	.195	.170	.145	.133
32	142.4	.169	.223	.247	.220	.191	.175
34	151.3	.219	.266	.308	.281	.246	.228
36	160.0	.279	.329	.379	.352	.313	.292
38	169.1	.352	.403	.461	.436	.393	.368
40	178.0	.439	.491	.554	.533	.487	.459
42	186.9	.543	.594	.661	.644	.597	.567
44	195.8	.666	.714	.781	.769	.723	.692
46	204.7	.811	.854	.918	.911	.868	.838
48	213.6	.979	1.015	1.072	1.069	1.033	1.005
50	222.5	1.17	1.20	1.24	1.25	1.22	1.20
52	231.4	1.40	1.41	1.44	1.44	1.43	1.41
54	240.3	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	249.2	1.95	1.93	1.90	1.90	1.91	1.93
58	258.1	2.29	2.25	2.17	2.16	2.20	2.24
60	267.0	2.67	2.60	2.48	2.44	2.51	2.58
62	275.9	3.09	3.00	2.82	2.76	2.85	2.95
64	284.7	3.57	3.44	3.19	3.10	3.22	3.36
66	293.6	4.11	3.94	3.61	3.47	3.62	3.81
68	302.5	4.71	4.49	4.06	3.88	4.05	4.30
70	311.4	5.38	5.11	4.57	4.32	4.52	4.84
72	320.3	6.12	5.79	5.13	4.8	5.03	5.41
74	329.2	6.93	6.54	5.74	5.32	5.57	6.04
76	338.1	7.84	7.37	6.41	5.88	6.15	6.71
78	347.0	8.83	8.28	7.14	6.49	6.78	7.43
80	355.9	9.92	9.28	7.95	7.15	7.45	8.21
82	364.8	11.1	10.4	8.8	7.9	8.2	9.0
84	373.7	12.4	11.6	9.8	8.6	8.9	9.9
86	382.6	13.8	12.9	10.8	9.5	9.8	10.9
88	391.5	15.4	14.3	11.9	10.4	10.6	11.9
90	400.4	17.1	15.8	13.2	11.3	11.6	12.9

Tabla 3.7. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, $p_t = 3.0$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0008	.0009	.0006	.0003	.0002	.0002
4	17.8	.004	.008	.006	.004	.002	.002
6	26.7	.014	.030	.028	.018	.012	.010
8	35.6	.035	.070	.080	.055	.040	.034
10	44.5	.082	.132	.168	.132	.101	.086
12	53.4	.173	.231	.296	.260	.212	.187
14	62.3	.332	.388	.468	.447	.391	.358
16	71.2	.594	.633	.695	.693	.651	.622
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.60	1.53	1.41	1.38	1.44	1.51
22	97.9	2.47	2.29	1.96	1.83	1.97	2.16
24	106.8	3.67	3.33	2.69	2.39	2.6	2.96
26	115.7	5.29	4.72	3.65	3.08	3.33	3.91
28	124.6	7.43	6.56	4.88	3.93	4.17	5.00
30	133.5	10.2	8.9	6.5	5.0	5.1	6.3
32	142.4	13.8	12.0	8.4	6.2	6.3	7.7
34	151.3	18.2	15.7	10.9	7.8	7.6	9.3
36	160.0	23.8	20.4	14.0	9.7	9.1	11.0
38	169.1	30.6	26.2	17.7	11.9	11.0	13.0
40	178.0	38.8	33.2	22.2	14.6	13.1	15.3
42	186.9	48.8	41.6	27.6	17.8	15.5	17.8
44	195.8	60.6	51.6	34.0	21.6	18.4	20.6
46	204.7	74.7	63.4	41.5	26.1	21.6	23.8
48	213.6	91.2	77.3	50.3	31.3	25.4	27.4
50	222.5	110	94	61	37	30	32

Tabla 3.8. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, $p_t = 3.0$

Carga por eje (kips)	(KN)	SN					
		1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0002	.0002	.0001	.0001	.0000	.0000
4	17.8	.001	.001	.001	.000	.000	.000
6	26.7	.003	.004	.003	.002	.001	.001
8	35.6	.006	.011	.009	.005	.003	.003
10	44.5	.011	.024	.020	.012	.008	.007
12	53.4	.019	.042	.039	.024	.017	.014
14	62.3	.031	.066	.068	.045	.032	.026
16	71.2	.049	.096	.109	.076	.055	.046
18	80.0	.075	.134	.164	.121	.090	.076
20	89.0	.113	.181	.232	.182	.139	.119
22	97.9	.166	.241	.313	.260	.205	.178
24	106.8	.238	.317	.407	.358	.292	.257
26	115.7	.333	.413	.517	.476	.402	.360
28	124.6	.457	.534	.643	.614	.538	.492
30	133.5	.616	.684	.788	.773	.702	.656
32	142.4	.817	.870	.956	.953	.896	.855
34	151.3	1.07	1.10	1.15	1.15	1.12	1.09
36	160.0	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	169.1	1.75	1.71	1.64	1.62	1.66	1.70
40	178.0	2.21	2.11	1.94	1.89	1.98	2.08
42	186.9	2.75	2.59	2.29	2.19	2.33	2.50
44	195.8	3.39	3.15	2.70	2.52	2.71	2.97
46	204.7	4.15	3.81	3.16	2.89	3.13	3.50
48	213.6	5.04	4.58	3.70	3.29	3.57	4.07
50	222.5	6.08	5.47	4.31	3.74	4.05	4.70
52	231.4	7.27	6.49	5.01	4.24	4.57	5.37
54	240.3	8.65	7.67	5.81	4.79	5.13	6.10
56	249.2	10.2	9.0	6.7	5.4	5.7	6.9
58	258.1	12.0	10.6	7.7	6.1	6.4	7.7
60	267.0	14.1	12.3	8.9	6.8	7.1	8.6
62	275.9	16.3	14.3	10.2	7.7	7.8	9.5
64	284.7	18.9	16.4	11.6	8.6	8.6	10.5
66	293.6	21.8	18.9	13.2	9.6	9.5	11.6
68	302.5	25.1	21.7	15.0	10.7	10.5	12.7
70	311.4	28.7	24.7	17.0	12.0	11.5	13.9
72	320.3	32.7	28.1	19.2	13.3	12.6	15.2
74	329.2	37.2	31.9	21.6	14.8	13.8	16.5
76	338.1	42.1	36.0	24.3	16.4	15.1	17.9
78	347.0	47.5	40.6	27.3	18.2	16.5	19.4
80	355.9	53.4	45.7	30.5	20.1	18.0	21.0
82	364.8	60.0	51.2	34.0	22.2	19.6	22.7
84	373.7	67.1	57.2	37.9	24.6	21.3	24.5
86	382.6	74.9	63.8	42.1	27.1	23.2	26.4
88	391.5	83.4	71.0	46.7	29.8	25.2	28.4
90	400.4	92.7	79.8	51.7	32.7	27.4	30.5

Tabla 3.9. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem, $p_r = 3.0$

Carga por eje		SN					
(kips)	(KN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0005	.0004	.0003	.0002	.0001	.0001
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.004	.002	.001	.001	.001
10	44.5	.005	.008	.005	.003	.002	.002
12	53.4	.007	.014	.010	.006	.004	.003
14	62.3	.011	.023	.018	.011	.007	.006
16	71.2	.016	.035	.030	.018	.013	.010
18	80.0	.022	.050	.047	.029	.020	.017
20	89.0	.031	.069	.069	.044	.031	.026
22	97.9	.043	.090	.097	.065	.046	.039
24	106.8	.059	.116	.132	.092	.066	.056
26	115.7	.079	.145	.174	.126	.092	.078
28	124.6	.104	.179	.223	.168	.126	.107
30	133.5	.136	.218	.279	.219	.167	.143
32	142.4	.176	.265	.342	.279	.218	.188
34	151.3	.226	.319	.413	.350	.279	.243
36	160.0	.286	.382	.491	.432	.352	.310
38	169.1	.359	.456	.577	.524	.437	.389
40	178.0	.447	.543	.671	.626	.536	.483
42	186.9	.550	.643	.775	.740	.649	.593
44	195.8	.673	.760	.889	.865	.777	.720
46	204.7	.817	.894	1.014	1.001	.920	.865
48	213.6	.984	1.048	1.152	1.148	1.08	1.03
50	222.5	1.18	1.23	1.30	1.31	1.26	1.22
52	231.4	1.40	1.43	1.47	1.48	1.45	1.43
54	240.3	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	249.2	1.95	1.92	1.86	1.85	1.88	1.91
58	258.1	2.28	2.21	2.09	2.06	2.13	2.2
60	267.0	2.66	2.54	2.34	2.28	2.39	2.5
62	275.9	3.08	2.92	2.61	2.52	2.66	2.84
64	284.7	3.56	3.33	2.92	2.77	2.96	3.19
66	293.6	4.09	3.79	3.25	3.04	3.27	3.58
68	302.5	4.68	4.31	3.62	3.33	3.6	4.00
70	311.4	5.34	4.88	4.02	3.64	3.94	4.44
72	320.3	6.08	5.51	4.46	3.97	4.31	4.91
74	329.2	6.89	6.21	4.94	4.32	4.69	5.40
76	338.1	7.78	6.98	5.47	4.7	5.09	5.93
78	347.0	8.76	7.83	6.04	5.11	5.51	6.48
80	355.9	9.84	8.75	6.67	5.54	5.96	7.06
82	364.8	11.0	9.8	7.4	6	6.4	7.7
84	373.7	12.3	10.9	8.1	6.5	6.9	8.3
86	382.6	13.7	12.1	8.9	7.0	7.4	9.0
89	391.5	15.3	13.4	9.8	7.6	8.0	9.6
90	400.4	16.9	14.8	10.7	8.2	8.5	10.4

Tabla 3.10. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples, $p_t = 2.0$

Carga por eje (kips)	(KN)	D								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.035	.033	.032	.032	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.087	.084	.082	.081	.080	.080	.080	.080	.080
12	53.4	.186	.180	.176	.175	.174	.174	.173	.173	.173
14	62.3	.353	.346	.341	.338	.337	.336	.336	.336	.336
16	71.2	.614	.609	.604	.601	.599	.599	.598	.598	.598
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.55	1.56	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59	1.59
22	97.9	2.32	2.32	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41	2.42
24	106.8	3.37	3.34	3.40	3.47	3.51	3.53	3.54	3.55	3.55
26	115.7	4.76	4.69	4.77	4.88	4.97	5.02	5.04	5.06	5.06
28	124.6	6.58	6.44	6.52	6.70	6.85	6.94	7.00	7.02	7.04
30	133.5	8.92	8.68	8.74	8.98	9.23	9.39	9.48	9.54	9.56
32	142.4	11.9	11.5	11.5	11.8	12.2	12.4	12.6	12.7	12.7
34	151.3	15.5	15.0	14.9	15.3	15.8	16.2	16.4	16.6	16.7
36	160.0	20.1	19.3	19.2	19.5	20.1	20.7	21.1	21.4	21.5
38	169.1	25.6	24.5	24.3	24.6	25.4	26.1	26.7	27.1	27.4
40	178.0	32.2	30.8	30.4	30.7	31.6	32.6	33.4	34.0	34.4
42	186.9	40.1	38.4	37.7	38.0	38.9	40.1	41.3	42.1	42.7
44	195.8	49.4	47.3	46.4	46.6	47.6	49.0	50.4	51.6	52.4
46	204.7	60.4	57.7	56.6	56.7	57.7	59.3	61.1	62.6	63.7
48	213.6	73.2	69.9	68.4	68.4	69.4	71.2	73.3	75.3	76.8
50	222.5	88.0	84.1	82.2	82.0	83.0	84.9	87.4	89.8	91.7

Tabla 3.11. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tándem, $p_t = 2.0$

Carga por eje (kips)	(KN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005
6	26.7	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
8	35.6	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
10	44.5	.014	.013	.013	.012	.012	.012	.012	.012	.012
12	53.4	.028	.026	.026	.025	.025	.025	.025	.025	.025
14	62.3	.051	.049	.048	.047	.047	.047	.047	.047	.047
16	71.2	.087	.084	.082	.081	.081	.080	.080	.080	.080
18	80.0	.141	.136	.133	.132	.131	.131	.131	.131	.131
20	89.0	.216	.210	.206	.204	.203	.203	.203	.203	.203
22	97.9	.319	.313	.307	.305	.304	.303	.303	.303	.303
24	106.8	.454	.449	.444	.441	.440	.439	.439	.439	.439
21	115.7	.629	.626	.622	.620	.618	.618	.618	.618	.618
28	124.6	.852	.851	.850	.850	.850	.849	.849	.849	.849
30	133.5	1.13	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.48	1.48	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.90	1.90	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97	1.97
36	160.0	2.42	2.41	2.45	2.49	2.51	2.52	2.53	2.53	2.53
38	169.1	3.04	3.02	3.07	3.13	3.17	3.19	3.20	3.20	3.21
40	178.0	3.79	3.74	3.80	3.89	3.95	3.98	4.00	4.01	4.01
42	186.9	4.67	4.59	4.66	4.78	4.87	4.93	4.95	4.97	4.97
44	195.8	5.72	5.59	5.67	5.82	5.95	6.03	6.07	6.09	6.10
46	204.7	6.94	6.76	6.83	7.02	7.20	7.31	7.37	7.41	7.43
48	213.6	8.36	8.12	8.17	8.40	8.63	8.79	8.88	8.93	8.96
50	222.5	10.00	9.69	9.72	9.98	10.27	10.49	10.62	10.69	10.73
52	231.4	11.9	11.5	11.5	11.8	12.1	12.4	12.6	12.7	12.8
54	240.3	14.0	13.5	13.5	13.8	14.2	14.6	14.9	15.0	15.1
56	249.2	16.5	15.9	15.8	16.1	16.6	17.1	17.4	17.6	17.7
58	258.1	19.3	18.5	18.4	18.7	19.3	19.8	20.3	20.5	20.7
60	267.0	22.4	21.5	21.3	21.6	22.3	22.9	23.5	23.8	24.0
62	275.9	25.9	24.9	24.6	24.9	25.6	26.4	27.0	27.5	27.7
64	284.7	29.9	28.6	28.2	28.5	29.3	30.2	31.0	31.6	31.9
66	293.6	34.3	32.8	32.3	32.6	33.4	34.4	35.4	36.1	36.5
68	302.5	39.2	37.5	36.8	37.1	37.9	39.1	40.2	41.1	41.6
70	311.4	44.6	42.7	41.9	42.1	42.9	44.2	45.5	46.6	47.3
72	320.3	50.6	48.4	47.5	47.6	48.5	49.9	51.4	52.6	53.5
74	329.2	57.3	54.7	53.6	53.6	54.6	56.1	57.7	59.2	60.3
76	338.1	64.6	61.7	60.4	60.3	61.2	62.8	64.7	66.4	67.7
78	347.0	72.5	69.3	67.8	67.7	68.6	70.2	72.3	74.3	75.8
80	355.9	81.3	77.6	75.9	75.7	76.6	78.3	80.6	82.8	84.7
82	364.8	90.9	86.7	84.7	84.4	85.3	87.1	89.6	92.1	94.2
84	373.7	101.	97.	94.	94.	95.	97.	99.	102.	105.
86	382.6	113.	107.	105.	104.	105.	107.	110.	113.	116.
88	391.5	125.	119.	116.	116.	116.	118.	121.	125.	128.

90 400.4 138. 132. 129. 128. 129. 131. 134. 137. 141.

Tabla 3.12. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes trídems, $p_t = 2.0$

Carga por eje (kips)	(KN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.0010	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009
8	35.6	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.010	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.030	.029	.028	.027	.027	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.047	.045	.044	.044	.043	.043	.043	.043	.043
20	89.0	.072	.069	.067	.066	.066	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.105	.101	.099	.098	.097	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.149	.144	.141	.139	.139	.138	.138	.138	.138
26	115.7	.205	.199	.195	.194	.193	.192	.192	.192	.192
28	124.6	.276	.270	.265	.263	.262	.262	.262	.262	.261
30	133.5	.364	.359	.354	.351	.350	.349	.349	.349	.349
32	142.4	.472	.468	.463	.460	.459	.458	.458	.458	.458
34	151.3	.603	.600	.596	.594	.593	.592	.592	.592	.592
36	160.0	.759	.758	.757	.756	.755	.755	.755	.755	.755
38	169.1	.946	.947	.949	.950	.951	.951	.951	.951	.951
40	178.0	1.17	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.19
42	186.9	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.73	1.73	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79	1.79
46	204.7	2.08	2.07	2.10	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16	2.17
48	213.6	2.48	2.47	2.51	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60	2.61
50	222.5	2.95	2.92	2.97	3.03	3.07	3.09	3.1	3.11	3.11
52	231.4	3.48	3.44	3.50	3.58	3.63	3.66	3.68	3.69	3.69
54	240.3	4.09	4.03	4.09	4.20	4.27	4.31	4.33	4.35	4.35
56	249.2	4.78	4.69	4.76	4.89	4.99	5.05	5.08	5.09	5.10
58	258.1	5.57	5.44	5.51	5.66	5.79	5.87	5.91	5.94	5.95
60	267.0	6.45	6.29	6.35	6.53	6.69	6.79	6.85	6.88	6.90
62	275.9	7.43	7.23	7.28	7.49	7.69	7.82	7.90	7.94	7.97
64	284.7	8.54	8.28	8.32	8.55	8.80	8.97	9.07	9.13	9.16
66	293.6	9.76	9.46	9.48	9.73	10.02	10.24	10.37	10.44	10.48
68	302.5	11.1	10.8	10.8	11.0	11.4	11.6	11.8	11.9	12.0
70	311.4	12.6	12.2	12.2	12.5	12.8	13.2	13.4	13.5	13.6
72	320.3	14.3	13.8	13.7	14.0	14.5	14.9	15.1	15.3	15.5
74	329.2	16.1	15.5	15.4	15.7	16.2	16.7	17.0	17.2	17.3
78'	338.1	18.2	17.5	17.3	17.6	18.2	18.7	19.1	19.3	19.5
78	347.0	20.4	19.6	19.4	19.7	20.3	20.9	21.4	21.7	21.8
80	355.9	22.8	21.9	21.6	21.9	22.6	23.3	23.8	24.2	24.4
82	364.8	25.4	24.4	24.1	24.4	25.0	25.8	26.5	26.9	27.2
84	373.7	28.3	27.1	26.7	27.0	27.7	28.6	29.4	29.9	30.2
86	382.6	31.4	30.1	29.6	29.9	30.7	31.6	32.5	33.1	33.5
88	391.5	34.8	33.3	32.8	33.0	33.8	34.8	35.8	36.6	37.1

90 400.4 38.5 36.8 36.2 36.4 37.2 38.3 39.4 40.3 40.9

Tabla 3.13. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples, $p_t = 2.5$

Carga (kips)	p/eje (KN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.012	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.039	.035	.033	.032	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.097	.089	.084	.082	.081	.080	.080	.080	.080
12	53.4	.203	.189	.181	.176	.175	.174	.174	.173	.173
14	62.3	.376	.360	.347	.341	.338	.337	.336	.336	.336
16	71.2	.634	.623	.610	.604	.601	.599	.599	.599	.598
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.51	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59
22	97.9	2.21	2.20	2.28	2.34	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41
24	106.8	3.16	3.10	3.22	3.36	3.45	3.50	3.53	3.54	3.55
26	115.7	4.41	4.26	4.42	4.67	4.85	4.95	5.01	5.04	5.05
28	124.6	6.05	5.76	5.92	6.29	6.61	6.81	6.92	6.98	7.01
30	133.5	8.16	7.67	7.79	8.28	8.79	9.14	9.35	9.46	9.52
32	142.4	10.8	10.1	10.1	10.7	11.4	12.0	12.3	12.6	12.7
34	151.3	14.1	13.0	12.9	13.6	14.6	15.4	16.0	16.4	16.5
36	160.0	18.2	16.7	16.4	17.1	18.3	19.5	20.4	21.0	21.3
38	169.1	23.1	21.1	20.6	21.3	22.7	24.3	25.6	26.4	27.0
40	178.0	29.1	26.5	25.7	26.3	27.9	29.9	31.6	32.9	33.7
42	186.9	36.2	32.9	31.7	32.2	34.0	36.3	38.7	40.4	41.6
44	195.8	44.6	40.4	38.8	39.2	41.0	43.8	46.7	49.1	50.8
46	204.7	54.5	49.3	47.1	47.3	49.2	52.3	55.9	59.0	61.4
48	213.6	66.1	59.7	56.9	56.8	58.7	62.1	66.3	70.3	73.4
50	222.5	79.4	71.7	68.2	67.8	69.6	73.3	78.1	83.0	87.1

Tabla 3.14. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tandem, $p_t = 2.5$

Carga (kips)	p/eje (KN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0006	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005
6	26.7	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
8	35.6	.007	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005
10	44.5	.015	.014	.013	.013	.012	.012	.012	.012	.012
12	53.4	.031	.028	.026	.026	.025	.025	.025	.025	.025
14	62.3	.057	.052	.049	.048	.047	.047	.047	.047	.047
16	71.2	.097	.089	.084	.082	.081	.081	.080	.080	.080
18	80.0	.155	.143	.136	.133	.132	.131	.131	.131	.131
20	89.0	.234	.220	.211	.206	.204	.203	.203	.203	.203
22	97.9	.340	.325	.313	.308	.305	.304	.303	.303	.303
24	106.8	.475	.462	.450	.444	.441	.440	.439	.439	.439
26	115.7	.644	.637	.627	.622	.620	.619	.618	.618	.618
28	124.6	.855	.854	.852	.850	.850	.850	.849	.849	.849
30	133.5	1.11	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.43	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.82	1.82	1.87	1.92	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97
36	160.0	2.29	2.27	2.35	2.43	2.48	2.51	2.52	2.52	2.53
38	169.1	2.85	2.80	2.91	3.03	3.12	3.16	3.18	3.20	3.20
40	178.0	3.52	3.42	3.55	3.74	3.87	3.94	3.98	4.00	4.01
42	186.9	4.32	4.16	4.30	4.55	4.74	4.86	4.91	4.95	4.96
44	195.8	5.26	5.01	5.16	5.48	5.75	5.92	6.01	6.06	6.09
46	204.7	6.36	6.01	6.14	6.53	6.90	7.14	7.28	7.36	7.40
48	213.6	7.64	7.16	7.27	7.73	8.21	8.55	8.75	8.86	8.92
so	222.5	9.11	8.50	8.55	9.07	9.68	10.14	10.42	10.58	10.66
52	231.4	10.8	10.0	10.0	10.6	11.3	11.9	12.3	12.5	12.7
54	240.3	12.8	11.8	11.7	12.3	13.2	13.9	14.5	14.8	14.9
56	249.2	15.0	13.8	13.6	14.2	15.2	16.2	16.8	17.3	17.5
58	258.1	17.5	16.0	15.7	16.3	17.5	18.6	19.5	20.1	20.4
60	267.0	20.3	18.5	18.1	18.7	20.0	21.4	22.5	23.2	23.6
62	275.9	23.5	21.4	20.8	21.4	22.8	24.4	25.7	26.7	27.3
64	284.7	27.0	24.6	23.8	24.4	25.8	27.7	29.3	30.5	31.3
66	293.6	31.0	28.1	27.1	27.6	29.2	31.3	33.2	34.7	35.7
68	302.5	35.4	32.1	30.9	31.3	32.9	35.2	37.5	39.3	40.5
70	311.4	40.3	36.5	35.0	35.3	37.0	39.5	42.1	44.3	45.9
72	320.3	45.7	41.4	39.6	39.8	41.5	44.2	47.2	49.8	51.7
74	329.2	51.7	46.7	44.6	44.7	46.4	49.3	52.7	55.7	58.0
76	338.1	58.3	52.6	50.2	50.1	51.8	54.9	58.6	62.1	64.8
78	347.0	65.5	59.1	56.3	56.1	57.7	60.9	65.0	69.0	72.3
80	355.9	73.4	66.2	62.9	62.5	64.2	67.5	71.9	76.4	80.2
82	364.8	82.0	73.9	70.2	69.6	71.2	74.7	79.4	84.4	88.8
84	373.7	91.4	82.4	78.1	77.3	78.9	82.4	87.4	93.0	98.1
86	382.6	102.	92.	87.	86.	87.	91.	96.	102.	108.
88	391.5	113.	102.	96.	95.	96.	100.	105.	112.	119.

90 400.4 125. 112. 106. 105. 106. 110. 115. 123. 130.

Tabla 3.15. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tridem, $p_i = 2.5$

Carga (kips)	p/eje (KN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.011	.010	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.020	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.033	.030	.029	.028	.027	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.053	.048	.045	.044	.044	.043	.043	.043	.043
20	89.0	.080	.073	.069	.067	.066	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.116	.107	.101	.099	.098	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.163	.151	.144	.141	.139	.139	.138	.138	.138
26	115.7	.222	.209	.200	.195	.194	.193	.192	.192	.192
28	124.6	.295	.281	.271	.265	.263	.262	.262	.262	.262
30	133.5	.384	.371	.359	.354	.351	.350	.349	.349	.349
32	142.4	.490	.480	.468	.463	.460	.459	.458	.458	.458
34	151.3	.616	.609	.601	.596	.594	.593	.592	.592	.592
36	160.0	.765	.762	.759	.757	.756	.755	.755	.755	.755
38	169.1	.939	.941	.946	.948	.950	.951	.951	.951	.951
40	178.0	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	186.9	1.38	1.38	1.41	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.65	1.65	1.70	1.74	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79
46	204.7	1.97	1.96	2.03	2.09	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16
48	213.6	2.34	2.31	2.40	2.49	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60
so	222.5	2.76	2.71	2.81	2.94	3.02	3.07	3.09	3.10	3.11
52	231.4	3.24	3.15	3.27	3.44	3.56	3.62	3.66	3.68	3.68
54	240.3	3.79	3.66	3.79	4.00	4.16	4.26	4.30	4.33	4.34
56	249.2	4.41	4.23	4.37	4.63	4.84	4.97	5.03	5.07	5.09
58	258.1	5.12	4.87	5.00	5.32	5.59	5.76	5.85	5.90	5.93
60	267.0	5.91	5.59	5.71	6.08	6.42	6.64	6.77	6.84	6.87
62	275.9	6.80	6.39	6.50	6.91	7.33	7.62	7.79	7.88	7.93
64	284.7	7.79	7.29	7.37	7.82	8.33	8.70	8.92	9.04	9.11
66	293.6	8.90	8.28	8.33	8.83	9.42	9.88	10.17	10.33	10.42
68	302.5	10.1	9.4	9.4	9.9	10.6	11.2	11.5	11.7	11.9
70	311.4	11.5	10.6	10.6	11.1	11.9	12.6	13.0	13.3	13.5
72	320.3	13.0	12.0	11.8	12.4	13.3	14.1	14.7	15.0	15.2
74	329.2	14.6	13.5	13.2	13.8	14.8	15.8	16.5	16.9	17.1
76	338.1	16.5	15.1	14.8	15.4	16.5	17.6	18.4	18.9	19.2
78	347.0	18.5	16.9	16.5	17.1	18.2	19.5	20.5	21.1	21.5
80	355.9	20.6	18.8	18.3	18.9	20.2	21.6	22.7	23.5	24.0
82	364.8	23.0	21.0	20.3	20.9	22.2	23.8	25.2	26.1	26.7
84	373.7	25.6	23.3	22.5	23.1	24.5	26.2	27.8	28.9	29.6
86	382.6	28.4	25.8	24.9	25.4	26.9	28.8	30.5	31.9	32.8
88	391.5	31.5	28.6	27.5	27.9	29.4	31.5	33.5	35.1	36.1

90 400.4 34.8 31.5 30.3 30.7 32.2 34.4 36.7 38.5 39.8

Tabla 3.16. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples, $p_t = 3.0$

Carga por eje (kips)	(KN)	D								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0003	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.003	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.014	.012	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.045	.038	.034	.033	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.111	.095	.087	.083	.081	.081	.080	.080	.080
12	53.4	.228	.202	.186	.179	.176	.174	.174	.174	.173
14	62.3	.408	.378	.355	.344	.340	.337	.337	.336	.336
16	71.2	.660	.640	.619	.608	.603	.600	.599	.599	.599
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.46	1.47	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59
22	97.9	2.07	2.06	2.18	2.29	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41
24	106.8	2.90	2.81	3.00	3.23	3.38	3.47	3.51	3.53	3.54
26	115.7	4.00	3.77	4.01	4.40	4.70	4.87	4.96	5.01	5.04
28	124.6	5.43	4.99	5.23	5.80	6.31	6.65	6.83	6.93	6.98
30	133.5	7.27	6.53	6.72	7.46	8.25	8.83	9.17	9.36	9.46
32	142.4	9.59	8.47	8.53	9.42	10.54	11.44	12.03	12.37	12.56
34	151.3	12.5	10.9	10.7	11.7	13.2	14.5	15.5	16.0	16.4
36	160.0	16.0	13.8	13.4	14.4	16.2	18.1	19.5	20.4	21.0
38	169.1	20.4	17.4	16.7	17.7	19.8	22.2	24.2	25.6	26.4
40	178.0	25.6	21.8	20.6	21.5	23.8	26.8	29.5	31.5	32.9
42	186.9	31.8	26.9	25.3	26.0	28.5	32.0	35.5	38.4	40.3
44	195.8	39.2	33.1	30.8	31.3	33.9	37.9	42.3	46.1	48.8
46	204.7	47.8	40.3	37.2	37.5	40.1	44.5	49.8	54.7	58.5
48	213.6	57.9	48.6	44.8	44.7	47.3	52.1	58.2	64.3	69.4
50	222.5	69.6	58.4	53.6	53.1	55.6	60.6	67.6	75.0	81.4

Tabla 3.17. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tándem, $p_t = 3.0$

Carga por eje (kips)	(KN)	D								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0007	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005
6	26.7	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
8	35.6	.008	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005
10	44.5	.018	.015	.013	.013	.013	.012	.012	.012	.012
12	53.4	.036	.030	.027	.026	.026	.025	.025	.025	.025
14	62.3	.066	.056	.050	.048	.047	.047	.047	.047	.047
16	71.2	.111	.095	.087	.083	.081	.081	.081	.080	.080
18	80.0	.174	.153	.140	.135	.132	.131	.131	.131	.131
20	89.0	.260	.234	.217	.209	.205	.204	.203	.203	.203
22	97.9	.368	.341	.321	.311	.307	.305	.304	.303	.303
24	106.8	.502	.479	.458	.447	.443	.440	.440	.439	.439
26	115.7	.664	.651	.634	.625	.621	.619	.618	.618	.618
28	124.6	.859	.857	.853	.851	.850	.850	.850	.849	.849
30	133.5	1.09	1.10	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.38	1.38	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.72	1.71	1.80	1.88	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97
36	160.0	2.13	2.10	2.23	2.36	2.45	2.49	2.51	2.52	2.52
38	169.1	2.62	2.54	2.71	2.92	3.06	3.13	3.17	3.19	3.20
40	178.0	3.21	3.05	3.26	3.55	3.76	3.89	3.95	3.98	4.00
42	186.9	3.90	3.65	3.87	4.26	4.58	4.77	4.87	4.92	4.95
44	195.8	4.72	4.35	4.57	5.06	5.50	5.78	5.94	6.02	6.06
46	204.7	5.68	5.16	5.36	5.95	6.54	6.94	7.17	7.29	7.36
48	213.6	6.80	6.10	6.25	6.93	7.69	8.24	8.57	8.76	8.86
50	222.5	8.09	7.17	7.26	8.03	8.96	9.70	10.17	10.43	10.58
52	231.4	9.57	8.41	8.40	9.24	10.36	11.32	11.96	12.33	12.54
54	240.3	11.3	9.8	9.7	10.6	11.9	13.1	14.0	14.5	14.8
56	249.2	13.2	11.4	11.2	12.1	13.6	15.1	16.2	16.9	17.3
58	258.1	15.4	13.2	12.8	13.7	15.4	17.2	18.6	19.5	20.1
60	267.0	17.9	15.3	14.7	15.6	17.4	19.5	21.3	22.5	23.2
62	275.9	20.6	17.6	16.8	17.6	19.6	22.0	24.1	25.7	26.6
64	284.7	23.7	20.2	19.1	19.9	22.0	24.7	27.3	29.2	30.4
66	293.6	27.2	23.1	21.7	22.4	24.6	27.6	30.6	33.0	34.6
68	302.5	31.1	26.3	24.6	25.2	27.4	30.8	34.3	37.1	39.2
70	311.4	35.4	29.8	27.8	28.2	30.6	34.2	38.2	41.6	44.1
72	320.3	40.1	33.8	31.3	31.6	34.0	37.9	42.3	46.4	49.4
74	329.2	45.3	38.1	35.2	35.4	37.7	41.8	46.8	51.5	55.2
76	338.1	51.1	42.9	39.5	39.5	41.8	46.1	51.5	56.9	61.3
78	347.0	57.4	48.2	44.3	44.0	46.3	50.7	56.6	62.7	67.9
80	355.9	64.3	53.9	49.4	48.9	51.1	55.8	62.1	68.9	74.9
82	364.8	71.8	60.2	55.1	54.3	56.5	61.2	67.9	75.5	82.4
84	373.7	80.0	67.0	61.2	60.2	62.2	67.0	74.2	82.4	90.3
86	382.6	89.0	74.5	67.9	66.5	68.5	73.4	80.8	89.8	98.7
88	391.5	98.7	82.5	75.2	73.5	75.3	80.2	88.0	97.7	107.5

90 400.4 109. 91. 83. 81. 83. 88. 96. 106. 117.

Tabla 3.18. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes trídems, $p_t = 3.0$

Carga por eje (kips)	(KN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	1.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0004	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.007	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.013	.011	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.023	.020	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.039	.033	.030	.028	.028	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.061	.052	.047	.045	.044	.044	.043	.043	.043
20	89.0	.091	.078	.071	.068	.067	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.132	.114	.104	.100	.098	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.183	.161	.148	.143	.140	.139	.139	.138	.138
26	115.7	.246	.221	.205	.198	.195	.193	.193	.192	.192
28	124.6	.322	.296	.277	.268	.265	.263	.262	.262	.262
30	133.5	.411	.387	.367	.357	.353	.351	.350	.349	.349
32	142.4	.515	.495	.476	.466	.462	.460	.459	.458	.458
34	151.3	.634	.622	.607	.599	.595	.594	.593	.592	.592
36	160.0	.772	.768	.762	.758	.756	.756	.755	.755	.755
38	169.1	.930	.934	.942	.947	.949	.950	.951	.951	.951
40	178.0	1.11	1.12	1.15	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	186.9	1.3	1.33	1.38	1.42	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.56	1.56	1.64	1.71	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78
46	204.7	1.84	1.83	1.94	2.04	2.10	2.14	2.15	2.16	2.16
48	213.6	2.16	2.12	2.26	2.41	2.51	2.56	2.58	2.59	2.60
50	222.5	2.53	2.45	2.61	2.82	2.96	3.03	3.07	3.09	3.10
52	231.4	2.95	2.82	3.01	3.27	3.47	3.58	3.63	3.66	3.68
54	240.3	3.43	3.23	3.43	3.77	4.03	4.18	4.27	4.31	4.33
56	249.2	3.98	3.70	3.90	4.31	4.65	4.86	4.98	5.04	5.07
58	258.1	4.59	4.22	4.42	4.90	5.34	5.62	5.78	5.86	5.90
60	267.0	5.28	4.80	4.99	5.54	6.08	6.45	6.66	6.78	6.84
62	275.9	6.06	5.45	5.61	6.23	6.89	7.36	7.64	7.80	7.88
64	284.7	6.92	6.18	6.29	6.98	7.76	8.36	8.72	8.93	9.04
66	293.6	7.89	6.98	7.05	7.78	8.7	9.44	9.91	10.18	10.33
68	302.5	8.96	7.88	7.87	8.66	9.71	10.61	11.2	11.55	11.75
70	311.4	10.2	8.9	8.8	9.6	10.8	11.9	12.6	13.1	13.3
72	320.3	11.5	10.0	9.8	10.6	12.0	13.2	14.1	14.7	15.0
74	329.2	12.9	11.2	10.9	11.7	13.2	14.7	15.8	16.5	16.9
76	338.1	14.5	12.5	12.1	12.9	14.5	16.2	17.5	18.4	18.9
78	347.0	16.2	13.9	13.4	14.2	15.9	17.8	19.4	20.5	21.1
80	355.9	18.2	15.5	14.8	15.6	17.4	19.6	21.4	22.7	23.5
82	364.8	20.2	17.2	16.4	17.2	19.1	21.4	23.5	25.1	26.1
84	373.7	22.5	19.1	18.1	18.8	20.8	23.4	25.8	27.6	28.8
86	382.6	25.0	21.2	19.9	20.6	22.6	25.5	28.2	30.4	31.8
88	391.5	27.6	23.4	21.9	22.5	24.6	27.7	30.7	33.2	35.0

90	400.4	30.5	25.8	24.1	24.6	26.8	30.0	33.4	36.3	38.3
----	-------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

El eje delantero no fue incluido en el desarrollo de los Factores Equivalentes de AASHTO, sin embargo, estudios realizados indican que el daño que causa el eje delantero no es muy significativo. Uno de los estudios mostró para pavimentos flexibles que el daño promedio de los ejes delanteros fue del 2.10 % para ahuellamiento; 0.13 % para fisuración y 1.31 % para serviciabilidad (Kenis y Cobb 1990), por este motivo, eliminar los ejes delanteros no resulta en un efecto serio para el diseño, sin embargo, con el uso de software especializado para el diseño, como es el caso de DIPAV, que permite la determinación inmediata de los LEF, es fácil de incluir estos valores y prácticamente no implica un tiempo adicional.

También es interesante citar que los ejes triples no fueron incluidos en el AASHTO Road Test, sin embargo, las tablas para los mismos fueron desarrolladas en base a análisis elásticos por capas para considerar sus efectos en los distintos pavimentos.

3.2.2. Factor de camión

El LEF da una manera de expresar los niveles equivalentes de daño entre ejes, pero también es conveniente expresar el daño en términos del deterioro producido por un vehículo en particular, es decir los daños producidos por cada eje de un vehículo son sumados para determinar el daño producido por el vehículo total. Así nace el concepto de *Factor de Camión* (FC) que se define como el número de ESALs por vehículo. Este factor de camión puede ser computado para cada clasificación general de camiones o para todos los vehículos comerciales como un promedio para una configuración de tránsito dada. Es más exacto considerar factores de camión para cada clasificación general de camiones.

Veamos este ejemplo:

$p_t = 2.5$ (serviciabilidad final)

Tipo de eje	Peso KN	No ejes	LEF	No de ESALs
Simple	80	500	1.00	500
Simple	98	300	2.09	627
Simple	116	200	3.91	782
Tándem	142	400	.887	355
Tándem	160	350	1.38	483
Tándem	178	200	2.03	406
Tándem	196	100	2.88	288
		2,050 (1600 camiones)		3,441

$$\text{Factor de camión TF (truck factor)} = \frac{\text{No. de ESALs}}{\text{No. de camiones}} = \frac{3,441}{1,600} = 2.15$$

Este es un factor de camión promedio, pero es conveniente completar factores de camiones para cada tipo de camión para tener un cómputo más exacto.

3.2.3. Procedimiento simplificado

Sirve para hacer una rápida estimación del número de ESALS. Este procedimiento se llama simplificado porque usa un factor de camión promedio en lugar de factores de camión para cada tipo de vehículo. El resultado no es muy exacto y se debería usar sólo como una primera aproximación.

La fórmula a usar es:

$$ESAL = TPDA \times \%CP \times GF \times DD \times LD \times TF \times 365 \quad (3.2)$$

TPDA = Tránsito Promedio Diario Anual inicial.

%CP = Porcentaje de Camiones Pesados (clase 5 o más según FHWA)

GF = factor de crecimiento (growth factor) que tiene en cuenta el crecimiento en volumen de camiones y en factor de camiones. Esto se obtiene de tabla 3.19 entrando una tasa de crecimiento compuesta:

$$GF = [(1+g_v) \times (1+g_{\#})] - 1 \quad (3.3)$$

donde:

g_v = crecimiento del volumen de tránsito

$g_{\#}$ = crecimiento en el factor de camión

DD = factor de distribución direccional para camiones (en tanto por uno)

LD = factor de distribución por carril para camiones (en tanto por uno)

TF = factor de camiones (ESALS/camiones)

Este cálculo puede hacerse en forma manual o usando el software "DIPAV", en cuyo caso se obtendrán los datos detallados para cada tipo de camión en base a sus pesos por eje sin necesidad de tablas.

Tabla 3.19. Factores de crecimiento de tránsito

Periodo de análisis (años)	Factor de Crecimiento *	Tasa de Crecimiento anual (%)						
		2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

* Factor = $[(1+g)^n - 1]/g$ donde $g = \text{tasa}/100$ y no debe ser nula. Si ésta es nula, el factor es igual al período de análisis.

3.2.4. Procedimiento de cálculo riguroso

El método riguroso requiere el uso de los factores de camión para cada clase individual de camiones (Vehículos clase 5 o mayores según FHWA). Esto puede ser hecho usando tablas W-4 o pesos de vehículos y clasificación obtenidos por el método de pesaje en movimiento o WIM (Weight in motion).

En este caso el cálculo puede realizarse usando la siguiente planilla de la tabla 3.20.

1. En este caso, la columna A es el volumen diario contado para cada vehículo tipo.
2. La columna B tiene el factor de crecimiento para cada tipo de vehículo. El volumen de tránsito de la columna A multiplicado por el factor de crecimiento de la columna B nos da el tránsito de diseño que se pone en la columna C. El factor de crecimiento depende de la tasa de crecimiento y del período de análisis y se obtiene de tabla 3.19. Cada tipo de vehículo puede tener una tasa de crecimiento distinta, dado que no tienen por qué crecer al mismo ritmo.
3. La columna C es igual al producto de la A por la B y por 365 días y nos da la cantidad acumulada de vehículos de cada tipo en el período de análisis.

4. La columna D es el factor de ESAL para cada tipo de camión, obtenida como No. de camiones x TF.

Este procedimiento se simplifica notablemente con el uso del software "DIPAV", puesto que el mismo contiene una tabla para importar datos de una hoja electrónica como Excel en la que se puede detallar el crecimiento para cada tipo de vehículo año a año y además consignar los pesos por eje promedio para cada uno de los vehículos. Con esta información, DIPAV determinará el número total de vehículos, el Factor Equivalente Vehicular para cada eje; El Factor Camión (TF) para cada vehículo y finalmente el número total del Ejes Equivalentes que solicitarán al pavimento. Este procedimiento es muy útil y ahorra mucho tiempo permitiendo además determinar la sensibilidad a probables sobrecargas o cambios en los pesos vehiculares y sus efectos en los espesores de diseño.

Tabla 3.20. Planilla para cálculo manual de ESALs

Ubicación: _____ Periodo de análisis _____ años

SN o D: _____

Tipo de Vehículo	Volumen diario	Factores de crecimiento	Transito de diseño	Factor de camión TF	Nº de ESAL's p/diseño
	(A)	(B)	©	(D)	(E)
Autos					
Pick ups					
Otros veh. 2 ejes y 4 ruedas					
Camiones (2 ejes y 6 ruedas)					
Camiones (3 ó más ejes)					
Total					
Semirremolques (3 ejes)					
Semirremolques (4 ejes)					
Semirremolques (5 ó más ejes)					
Total					
Camión c/acoplado (5 ejes)					
Camión c/acoplado (6 ó más ejes)					
Total					
Total vehículos				ESALs diseño	

Para el cálculo del TF se deben analizar los distintos pesos de ejes para cada tipo de camión. Por ejemplo para un 1-1-3 (tabla 3.21):

Tabla 3.21

Carga			
Ejes simples	LEF	No ejes	No ESALs
P ₁	lef ₁	N ₁	
P ₂	lef ₂	N ₂	
P ₃	lef ₁₃	N ₃	
.....	
P _n	lef _n	N ₁	
Ejes tridem			
P ₁ ^T	lef ₁ ^T	N ₁ ^T	
P ₂ ^T	lef ₂ ^T	N ₂ ^T	
.....	
P _n ^T	lef _n ^T	n _n ^T	

$$TF = \frac{\text{No. de ESALs totales}}{\text{No. de camiones}}$$

- La columna E es el producto de la D por C y la suma de E es el número total de ESALs a usar para el diseño del pavimento, el cual debe afectarse por el factor de distribución direccional por carril. Los vehículos clase 1 a 4 según FHWA pueden ser despreciados ya que su efecto es muy bajo.

Este cálculo puede hacerse a mano o con el programa DIPAV.

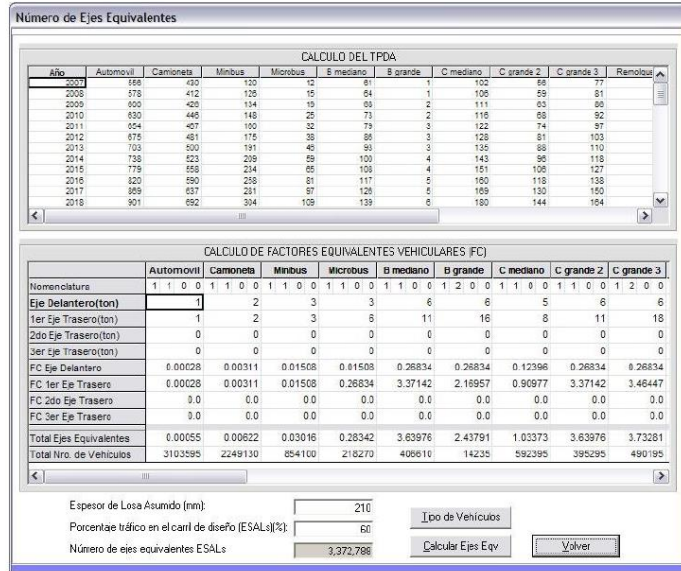


Figura 3.1. Ventana de cálculo de ejes equivalentes de Software DIPAV

3.2.5. Factores equivalentes de carga para ahuellamiento

Los factores equivalentes desarrollados por el Road Test de la AASHTO tienen en cuenta la serviciabilidad, la cual está relacionada principalmente con la rugosidad. Sin embargo, no se puede asegurar que estos factores sean los mismos para otro tipo de deterioro. Carpenter (1992) usando datos del Road Test de la AASHTO determinó factores equivalentes para ahuellamiento. Concluyó que para ejes simples, los LEFs de ahuellamiento son similares a los dados por AASHTO para pavimentos flexibles de gran espesor o rígidos muy delgados.

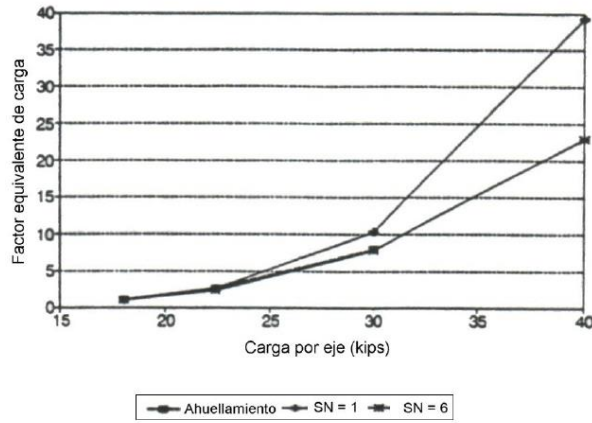


Figura 3.2. LEFs para ejes simples, pavimentos flexibles (Carpenter, 1992)

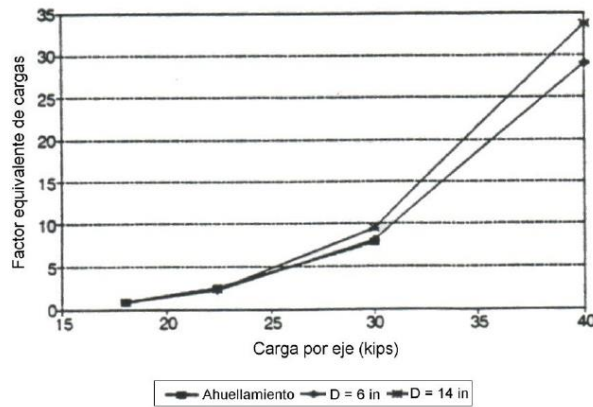


Figura 3.3. LEFs para ejes simples pavimentos rígidos (Carpenter, 1992)

Para ejes tándem, los LEFs para ahuellamiento siguen a los de los pavimentos rígidos de poco espesor, salvo para cargas muy pesadas. En el caso de pavimentos flexibles los LEFs subestiman severamente a los LEFs basados en el ahuellamiento.

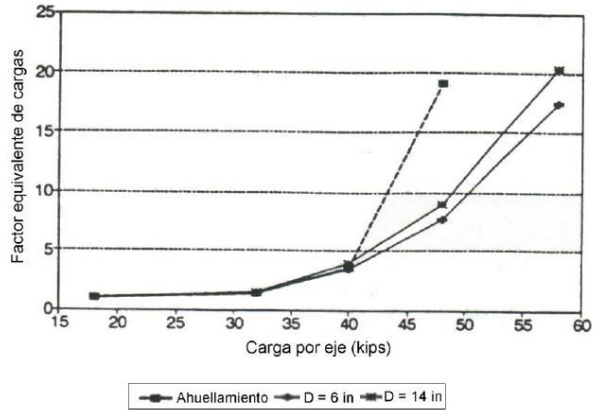


Figura 3.4. LEFs para pavimentos rígidos, ejes tándem (Carpenter, 1992)

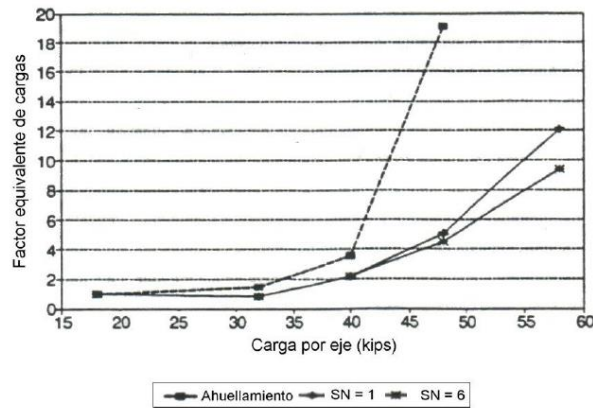


Figura 3.5. LEFs para pavimentos rígidos, ejes tándem (Carpenter, 1992)

Carpenter dedujo ecuaciones para los LEFs para un ahuellamiento final determinado. Para ejes simples se tiene:

$$LEF = 1.83 \times 10^{-5} \times (RD)^{0.3854} \times (SW)^{3.89} \quad (3.4)$$

Para ejes tándem:

$$LEF = 1.113 \times 10^{-4} \times (RD)^{0.0279} \times (TW)^{2.778} \quad (3.5)$$

donde:

LEF= Factor Equivalente de Carga
RD= Profundidad final del ahuellamiento (pulg)
SW= carga por eje simple (kips)
TW= carga por eje tándem (kips)

3.3. ANÁLISIS DE TRÁNSITO

3.3.1. Volúmenes de tránsito

En todo estudio de tránsito se deben coleccionar al menos dos datos: tránsito promedio diario (TPDA) y tránsito promedio diario de camiones (TPDAC). Estos pueden ser obtenidos a partir de censos de tránsito en el lugar de la futura construcción (si existe la ruta y va a ser pavimentada o repavimentada) o si es totalmente nueva mediante censos de tránsito en lugares próximos. Hay mapas de volúmenes de tránsito que muestran el número de vehículos diarios en determinados lugares, pero éste es menos exacto que hacer un censo en un lugar determinado. El tránsito puede cambiar según el día de la semana o en forma estacional y el proyectista debe tenerlo en cuenta.

También es necesario conocer las tasas de crecimiento de tránsito, así como la distribución por dirección y si se trata de un camino de varios carriles, la distribución por carril.

3.3.2. Volúmenes de camiones

Es necesario conocer el porcentaje de camiones presentes en el volumen de tránsito a estudiar, así como también la clasificación de estos camiones. Diferentes tipos de camiones llevan distintas cargas y su número no debería ser combinado sin un buen ajuste. El uso del porcentaje de camiones para calcular el número de ESALs por camión debe ser hecho a partir de determinaciones precisas de los diferentes tipos de camiones en el flujo de tránsito.

La FHWA reconoce trece clases distintas de vehículos para el cálculo de los ESALs. Estos son:

1. Motocicletas
2. Automóviles
3. Otros vehículos de dos ejes y cuatro ruedas
4. Ómnibus
5. Camiones simples, 2 ejes, 6 ruedas
6. Camiones simples, 3 ejes
7. Camiones simples, 4 ó más ejes
8. Camiones semirremolques de 4 ó menos ejes
9. Camiones semirremolques de 5 ejes

10. Camiones semirremolque de 6 ó más ejes
11. Camiones c/acoplado de 5 ó menos ejes
12. Camiones c/acoplado de 6 ejes
13. Camiones c/acoplado de 7 ó más ejes

3.3.3. Peso de camiones

Así como la distribución del tipo de camiones es importante, lo es también la de los pesos. Esto es en función de las nuevas reglamentaciones en cuanto a cargas y a las variaciones en el esquema productivo de una zona o de todo el país en general. Los factores que se deben conocer en este rubro son: peso total del camión y distribución por ejes de este peso.

Al respecto en Bolivia, la Ley de Cargas establece los siguientes pesos máximos por eje:

Eje Delantero: 6 Ton

Eje Trasero Simple: 11 Ton

Eje Trasero Tándem: 18 Ton

Eje Trasero Trídem: 25 Ton

A pesar de ello, al momento de actualizar la presente publicación aún se conoce que en varias carreteras la Ley de Cargas no se respeta rigurosamente y circulan vehículos sobrecargados con los consecuentes daños al pavimento. Si se debe tomar en cuenta estas sobrecargas o aplicar multas y no considerarlas en el diseño es un debate que cae fuera del alcance de esta publicación, pero la circulación de vehículos sobrecargados originará indefectiblemente daños en el pavimento.

3.3.3.1. Estaciones permanentes de control de cargas

El conocimiento de los pesos de camiones y de las distribuciones de cargas por eje fue determinado en el pasado mediante las estaciones de control de cargas. Este método adolece de varias fallas. En primer lugar, el número de estaciones de control de cargas es limitado y a menos que la estación de control de cargas esté próxima al área del proyecto, es discutible su aplicación directa al diseño del pavimento. Por otro lado, no todas las estaciones operan en forma continua. Algunas están abiertas sólo determinados días de la semana o bien en horas diurnas y las variaciones en tránsito de camiones y de cargas que ocurren durante el día o la semana no pueden ser registradas. Por otro lado, muchos camiones sobrecargados eluden la estación por caminos laterales cuando está en operación o bien pasan delante cuando la estación no trabaja. Todos estos factores hacen que los datos obtenidos de una estación de control de cargas sean poco confiables.

3.3.3.2. Estaciones portátiles

Son usadas por distintas reparticiones viales para obtener datos para un determinado proyecto. El hecho de que los datos sean obtenidos en el mismo camino o zona los hace más confiables, pero igual adolecen de los mismos problemas que las estaciones de control de cargas permanentes (trabajan determinados días a determinadas horas), aunque la elusión por parte de camiones sobrecargados es menor.

3.3.3.3. Pesaje en movimiento

Este tipo de pesaje (weigh in motion = WIM) es un avance importante en el monitoreo del tránsito. Consiste en dispositivos instalados en la calzada que registran las cargas dinámicas transmitidas por los vehículos mientras van transitando a velocidades normales. En general los dispositivos para pesaje en movimiento son portátiles, pero también los hay permanentes. Este método ofrece un alto grado de flexibilidad en recolección y procesamiento de datos gracias al uso de computadoras. Los dispositivos de medida son colocados en cada carril para conocer su distribución. Sus ventajas son:

1. Eliminación de demoras para los camiones, dado que éstos son pesados mientras transitan a velocidades normales.
2. Eliminación casi total de elusión del control por parte de los camiones sobrecargados.
3. Incremento de seguridad por eliminación de la necesidad de reducir la velocidad con la consecuente formación de largas filas de camiones.
4. Posibilidad de procesar un gran número de vehículos.
5. Reducción de costos.
6. Mejoramiento de la obtención de datos en cuanto a cantidad y calidad.

Los dispositivos para pesaje en movimiento son:

1. Dispositivos para pesaje en puentes. Un transductor de deformaciones es colocado en el apoyo de las vigas longitudinales de un puente. Estos transductores pueden ser permanentes o portátiles. En el caso de estos últimos, se montan en 30 minutos.
2. Paños capacitores (capacitance pads), en los cuales tres capas de acero separados por goma blanda hacen de sensores de peso. Estos paños capacitores son portátiles y se pueden instalar en media hora, aunque no deberían colocarse en pavimentos húmedos o mojados.
3. Células hidráulicas de carga, en las cuales dos plataformas rectangulares que contienen un pistón central lleno de aceite (elemento sensor) están permanentemente fijadas al pavimento. Este dispositivo se coloca en media hora.
4. Células de carga strain gage, en éstas se colocan strain gages (sensores de deformación) de resistencia eléctrica montados en una placa de soporte. Este dispositivo puede ser permanente o portátil.

5. Placas de flexión con sensores de deformación. En éstas, una placa de acero con sensores de carga mide la deformación bajo carga. En general son permanentes.
6. Cables piezoeléctricos. Son cables de pequeño diámetro (3.2 mm) que generan pequeños campos eléctricos cuando son comprimidos. Esta tecnología es relativamente nueva en EEUU, pero parece ser prometedora.

Una de las cuestiones discutibles es la exactitud de los pesajes en movimiento. La diferencia entre el WIM y pesajes estáticos es del 8% para cargas por eje y del 6% para cargas totales de camión. Otro de los problemas es la interpretación de los resultados. En el WIM se mide la carga dinámica, la que debido a la suspensión del vehículo y rugosidad de la calzada es diferente de la carga estática. Los resultados son muy similares a los estáticos para calzadas muy lisas y camiones circulando a bajas velocidades.

3.3.3.4. Componentes de un programa de monitoreo de tránsito

Este programa debe constar de:

1. Volumen de camiones para cada tipo de camión.
2. Tasa de crecimiento para cada tipo de camión.
3. Factores de camión para cada tipo de camión y su tasa de crecimiento.
4. Factores de distribución por carril para cada tipo de camión.
5. Porcentaje de ESALs que tienen lugar durante el deshielo de primavera.
6. Porcentaje esperado de camiones que circulen a una velocidad que produce fluencia en verano.

3.3.3.5. Factor de distribución por dirección

En general es 0.5, es decir que del total del flujo vehicular censado, la mitad va por cada dirección, pero en algunos casos puede ser mayor en una dirección que en otra, lo que debería deducirse del censo de tránsito.

Quizás es más importante la diferencia en peso entre los vehículos que van en una y otra dirección, como puede ser por la cercanía de una fábrica, una mina, un puerto, etc. En carreteras que tienen una diferencia notable en las cargas de ida o vuelta también puede utilizarse el factor 0.6.

3.3.3.6. Factor de distribución por carril

El carril de diseño es aquel que recibe el mayor número de ESALs. Para un camino de dos carriles, cualquiera puede ser el carril de diseño, ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza en ese carril. En este caso $LD = 1$. Para caminos multicarril, el carril de diseño es el más externo, dado que los camiones y, por lo tanto la mayor parte de los ESALs, usan ese carril. En este caso LD puede variar entre 1 y 0.5 de acuerdo a esta tabla:

Tabla 3.22

Número de carriles en cada dirección	LD
1	1.00
2	0.80 - 1.00
3	0.60 - 0.80
4	0.50 - 0.75

3.3.3.7. Factores que afectan la exactitud del cálculo de los ESALS

Es importante entender que los cambios en determinadas variables afectan notablemente la exactitud de la estimación de ESALS que solicitarán a la carretera, dependiendo de las condiciones locales puede ser importante considerar este aspecto en el diseño. Estos factores son:

1. Valor inicial de la serviciabilidad. Este parámetro tiene un impacto significativo en la elección de los LEFs para el cálculo de los ESALS. Análisis recientes indican que los factores equivalentes de carga están influenciados por la serviciabilidad en el momento de la aplicación de la carga. Los LEFs aumentan a medida que la serviciabilidad inicial baja, por ello es importante procurar los más altos niveles de regularidad superficial en las carreteras, aspecto que incrementa su vida útil.
2. Valor final de la serviciabilidad. Este valor también influye en el valor del LEF. Esto resulta de la relación no lineal entre las cargas y el decremento de serviciabilidad. Por otro lado las fallas producen una disminución en la serviciabilidad relacionada de una manera logarítmica con el número de cargas.
3. Resistencia Relativa del pavimento. Si bien los LEFs varían de acuerdo al tipo de pavimento, esta diferencia no es muy grande y no se justifica hacer un cálculo iterativo en el cual el número estructural o espesor de losa del pavimento deban converger al número estructural o espesor de losa usado para el cálculo de los ESALS. En todo caso, utilizando el software DIPAV este procedimiento iterativo es sumamente sencillo. En la pantalla de cálculo de ESALS se requiere introducir una primera estimación del SN o espesor de losa según el tipo de pavimento y, una vez calculado el pavimento se puede regresar a esta pantalla y simplemente cambiar la estimación inicial por el valor real calculado, con lo cual automáticamente se recalcula todo el proceso. Una sola iteración es más que suficiente y se eliminan los errores por una mala estimación de los valores iniciales.
4. Composición del tránsito. El flujo vehicular está compuesto por vehículos de distinto tipo y pesos. Los vehículos livianos tienen una incidencia muy pequeña en el cálculo de los ESALS y pueden ser despreciados. Por el contrario, los vehículos pesados tienen una incidencia muy grande sobre los ESALS y cualquier variación en la cantidad de los mismos puede arrojar diferencias significativas en el valor final.
5. Peso y porcentaje de camiones. Últimamente el número de camiones, se está elevando proporcionalmente con respecto al de los automóviles y sus respectivas cargas también. Todo esto trae como consecuencia un fuerte incremento en el número de ESALS en los últimos años.

Para obtener un buen resultado en el número de ESALs es necesario clasificar los camiones en sus distintas categorías, pesos y tasas de crecimiento por categoría y estimar cuidadosamente el crecimiento futuro de los mismos.

6. Configuración de ejes. Un eje tándem de 160 KN no produce el mismo daño que dos ejes simples de 80 KN cada uno. En la medida en que aumenten las cargas se irán pensando nuevas configuraciones de ejes para mantener la carga por eje dentro de valores aceptables. Esta práctica, sin embargo, no va a garantizar una tasa similar de deterioro del pavimento. Para comparar distintas configuraciones de ejes, es necesario analizar su efecto sobre el pavimento, es decir tensiones y deformaciones inducidas, y no extrapolar valores de LEFs de las tablas de la AASHTO.
7. Presión de neumáticos. Los análisis de pavimentos fueron hechos considerando presiones de neumáticos entre 70 y 80 psi, sin embargo, medidas en Arizona e Illinois, por ejemplo, han proporcionado valores comprendidos entre 90 y 130 psi (Carpenter y Feeman 1986). Un incremento en las presiones de neumáticos produce un incremento de tensiones en el pavimento creando diferentes tipos de falla que los previstos para la confección de los LEF de la AASHTO, aunque los deterioros se limitan a las capas más superficiales. En el Road Test de la AASHTO la presión de neumáticos era de 85 psi y no era una variable. Para pavimentos de gran espesor, la presión no afecta el número de ESALs que el pavimento puede soportar. Algunos estudios muestran un efecto significativo para las capas delgadas de pavimentos flexibles, a continuación se tiene las siguientes conclusiones de un estudio de la FHWA 1990:

Daño a 120 psi era 5.5 veces mayor que el observado para 75 psi en pavimentos flexible delgados.

Ahuellamiento se duplicó cuando la presión de llantas se incrementó de 100 psi a 130 psi.

El incremento de 75 a 110 psi resultó en un 25% de reducción en la vida del pavimento.

En el caso de pavimentos flexibles delgados, el incremento de 75 a 125 psi resultó en una duplicación del daño y un incremento del 300% en el ahuellamiento superficial.

Un incremento de 75 a 125 psi originó un 50% de reducción en la vida útil con respecto a fatiga del material.

En algunos países se ha permitido el uso de neumáticos denominados "super singles" que reemplazan a las ruedas gemelas pero tienen una superficie de apoyo notablemente menor. Los estudios indican que este tipo de neumático incrementa los deterioros en los pavimentos, si bien no se tiene una cuantificación más precisa sobre el particular.

CAPITULO 4

CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE

4.1. INTRODUCCIÓN

Subrasante se denomina al suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural de un pavimento. En la década del 40, el concepto de diseño de pavimentos estaba basado en las propiedades ingenieriles de la subrasante. Estas propiedades eran la clasificación de suelos, plasticidad, resistencia al corte, susceptibilidad a las heladas y drenaje.

Desde las postrimerías de la década del 50, se puso más énfasis en las propiedades fundamentales de la subrasante y se idearon ensayos para caracterizar mejor a estos suelos. Ensayos usando cargas estáticas o de baja velocidad de deformación tales como el CBR, compresión simple son reemplazados por ensayos dinámicos y de repetición de cargas tales como el ensayo del módulo resiliente, que representan mucho mejor lo que sucede bajo un pavimento en lo concerniente a tensiones y deformaciones.

Las propiedades de los suelos pueden dividirse en dos categorías:

1. Propiedades físicas: son usadas para selección de materiales, especificaciones constructivas y control de calidad.
2. Propiedades ingenieriles: dan una estimación de la calidad de los materiales para caminos. La calidad de los suelos para subrasantes se puede relacionar con el módulo resiliente, el módulo de Poisson, el valor soporte del suelo y el módulo de reacción de la subrasante.

4.2. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS PARA SUBRASANTE

4.2.1. Propiedades iniciales de los suelos

Las propiedades de los suelos de subrasante son uno de los datos más importantes en el diseño de un pavimento. Estas propiedades siempre estarán presentes aunque cambien mediante tratamientos especiales tales como estabilización, compactación, etc. Para conocer estas propiedades es necesario un muestreo muy amplio que abarque toda la traza, del proyecto. Las probetas se llevan a laboratorio para ser ensayadas (granulometría, humedad, límites de Atterberg, contenido de humedad óptimo, CBR y clasificación). Todos estos datos se vuelcan en el perfil edafológico donde se indican los distintos tipos de suelo y su profundidad. También se confecciona una planilla que, junto con el perfil edafológico, constituyen una herramienta fundamental para el comienzo del proyecto.

4.2.2. Clasificación de suelos

La clasificación de suelos es un indicador universalmente aceptado de las propiedades físicas de los suelos. La clasificación que mejor se adapta para reflejar las propiedades de un suelo como subrasante es la de la AASHTO. Sus variables de entrada son la granulometría y plasticidad.

En general un suelo, de acuerdo a su granulometría, se divide en:

- Grava: tamaño < 76.2 mm (3") hasta tamiz No. 10 (2 mm),
- Arena gruesa: tamaño < 2 mm, tamiz No. 10 hasta tamiz No. 40 (0.425 mm),
- Arena fina: tamaño < 0.425 mm tamiz No. 40 hasta tamiz No. 200 (0.075 mm),
- Limos y arcillas: tamaños menores de 0.075 mm (pasa tamiz 200).

Según AASHTO, un suelo fino es aquel que tiene más del 35 % que pasa el tamiz No. 200 y se denominan comúnmente: A-4; A-5; A-6 ó A-7.

Dos suelos finos con granulometría muy similar pueden tener propiedades muy diferentes según su plasticidad, la que se analiza sobre la fracción que pasa el tamiz No 40. Esta propiedad se analiza con los límites de Atterberg (AASHTO T-89 y T-90) que son:

- Límite líquido ω_L o LL: porcentaje de humedad máximo que puede tener un suelo para poder ser amasado.
- Límite plástico ω_p o LP: porcentaje de humedad mínimo que puede tener un suelo para ser amasado.
- Límite de contracción ω_s o LS: porcentaje de humedad por debajo del cual el suelo no pierde más volumen.

En ingeniería vial interesan principalmente el LL y el LP, cuya diferencia es el índice de plasticidad, que indica la plasticidad del material o sea el rango de humedades dentro del cual el suelo puede ser amasado.

Resumiendo, se puede decir que para suelos gruesos la propiedad más importante es la granulometría, mientras que para suelos finos es la plasticidad.

En la Figura 4.1 se ve la ubicación de los distintos suelos finos, de acuerdo al gráfico de plasticidades de la AASHTO.

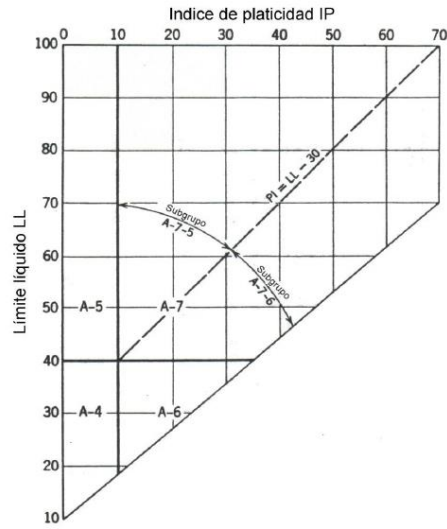


Figura 4.1. Gráfico de plasticidades de la AASHTO

4.2.3. Relación entre humedad y densidad

La relación entre humedad y densidad para un suelo compactado juega un papel muy importante en las propiedades del mismo, especialmente en cuanto a su resistencia y deformabilidad. Así se tienen los ensayos Proctor T-99 (estándar) y T-180 (modificado) que permiten determinar la humedad óptima, es decir la humedad a la que el suelo alcanza su densidad máxima y por lo tanto presenta sus mejores propiedades mecánicas. El valor de esta humedad óptima depende de la energía de compactación brindada al suelo, y en caso de incrementarse ésta, la humedad óptima será menor y la densidad seca máxima mayor, corriéndose el pico de la curva hacia arriba y a la derecha (Figura 4.2).

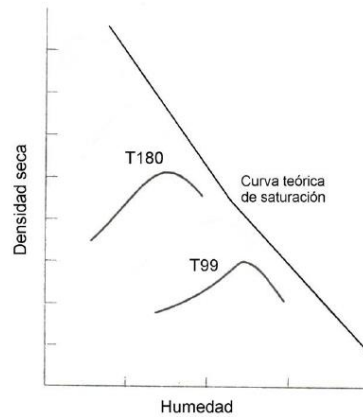


Figura 4.2. Curvas de humedad - densidad de Proctor

Los suelos expansivos son aquellos en los que su volumen se incrementa a mayores contenidos de humedad y requieren especial atención. Para prevenir los potenciales problemas asociados con este tipo de materiales, es importante que ellos no sean sobre-compactados por el lado seco del porcentaje de humedad óptimo. Se recomienda que este tipo de suelos se compacten por el lado húmedo ligeramente en exceso de la humedad óptima determinada por el ensayo AASHTO T- 99, lo cual minimizará la probabilidad de hinchamiento.

Para cualquier procedimiento de diseño, reconocer los efectos de los cambios en las relaciones de humedad - densidad en el diseño resultante es importante. Debido a la variabilidad presente en los procesos constructivos, el Método AASHTO cuenta con una variable separada para tomar en cuenta esta variabilidad.

4.3. ENSAYOS DE RESISTENCIA PARA SUELOS DE SUBRASANTE

Los ensayos destinados a medir la resistencia de un suelo frente a cargas dinámicas de tránsito son muy variados, siendo los más comunes:

- Relación de Valor Soporte California (CBR)
- Valor de resistencia de Hveem (Valor R)
- Ensayo de placa de carga (Valor k)
- Penetración dinámica con cono
- Módulo resiliente

4.3.1. Valor Soporte California

Mide la resistencia del suelo a la penetración de un pistón de 1935 mm² (3 pulg²) de área de una probeta de 15 cm (6 pulg) de diámetro y 12.5 cm (5 pulg) de altura, con una velocidad de 1.27 mm/min (0.05 pulg/min). La fuerza requerida para forzar el pistón dentro del suelo se mide a determinados intervalos

de penetración. Estas fuerzas se comparan con las necesarias para producir iguales penetraciones en una muestra patrón que es una piedra partida bien graduada. El CBR es, por definición:

$$\text{CBR} = \frac{\text{carga que produce una penetración de 2.5 mm en el suelo}}{\text{carga que produce una penetración de 2.5 mm en la muestra patrón}} \quad (4.1)$$

y se mide en porcentaje, el cual es muy variable, 2 a 3 % para arcillas plásticas a 70 % o más para materiales granulares de buena calidad. En la Figura 4.3 se muestran curvas de penetración para distintos tipos de suelo.

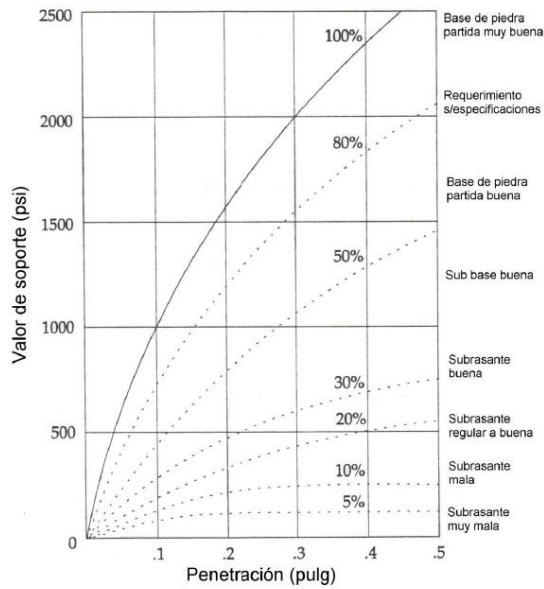


Figura 4.3. Curvas de penetración "CBR" para distintos tipos de suelos

Los suelos finos son compactados a la humedad óptima antes de ser ensayados. Los suelos granulares se compactan a diferentes contenidos de humedad por encima y por debajo del óptimo. Las muestras se sumergen en agua durante 96 horas antes del ensayo para simular las condiciones de saturación y tener así los CBR en las condiciones más críticas. Se pueden agregar pesos a la superficie de la probeta para simular las sobrecargas debidas al peso del paquete estructural.

Dado que este ensayo es, por naturaleza arbitrario, tiene bastantes limitaciones, pero sus mayores ventajas son su simpleza y la gran cantidad de datos existentes y acumulados permiten una buena correlación. Para diseño de pavimentos, la Figura 4.5 provee una buena estimación del CBR.

El método "CBR" para diseño de pavimentos fue uno de los primeros en usarse. Se basa en que a menor valor de CBR de subrasante, se requieren mayores espesores de pavimento para protegerlo de las sollicitaciones de tránsito. En la Figura 4.4 se muestran las curvas de diseño del método CBR.

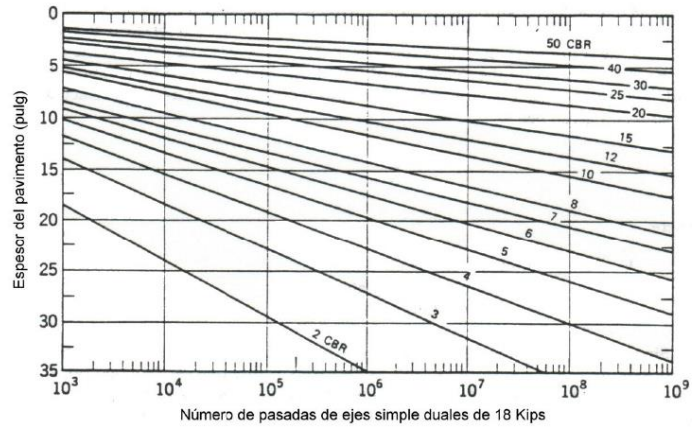


Figura 4.4. Curvas de diseño CBR

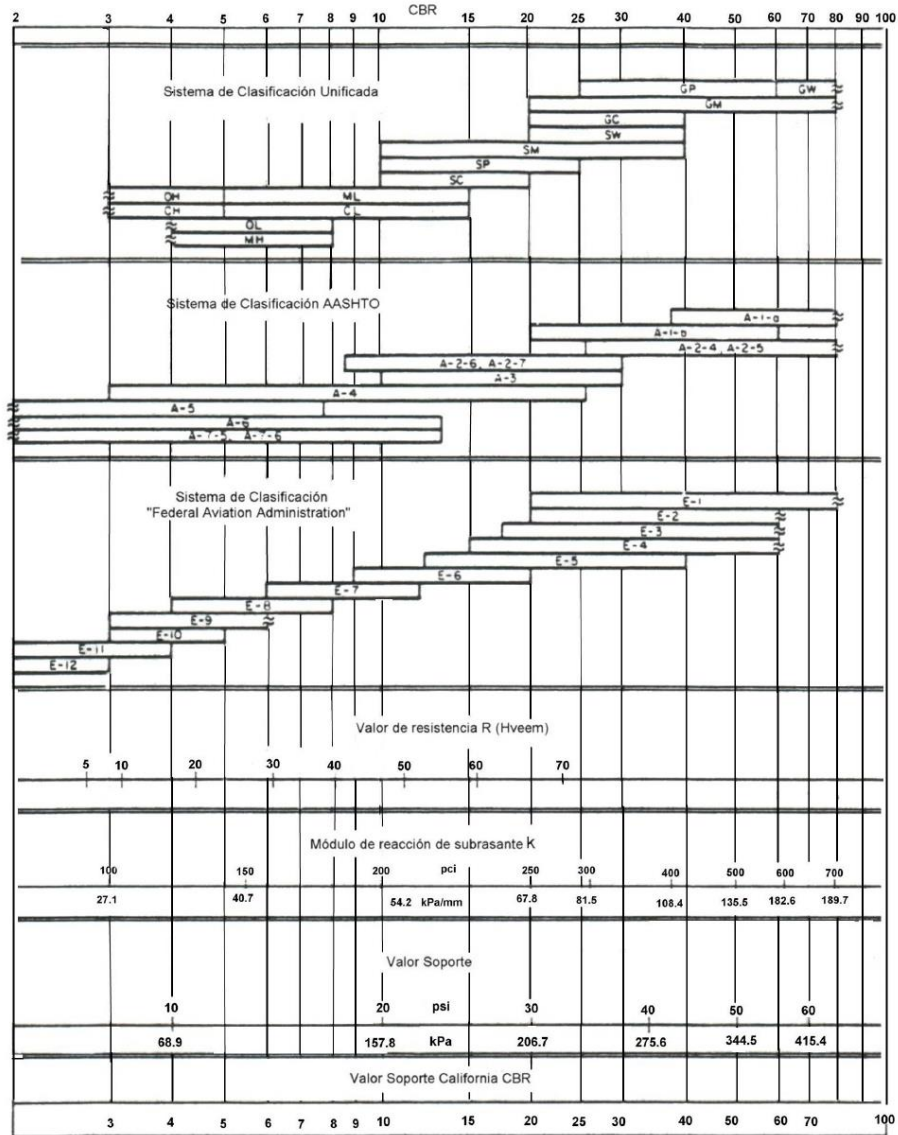


Figura 4.5. Clasificación de suelos relacionada con parámetros de resistencia

4.3.2. Valor de resistencia R de Hveem

El valor R de resistencia de Hveem se obtiene con un ensayo usando el estabilómetro como el indicado en la Figura 4.6.

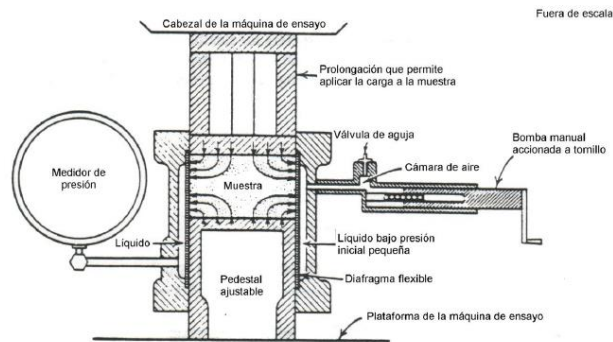


Figura 4.6. Estabilómetro de Hveem

Se usa una probeta cilíndrica de 4" (10 cm) de diámetro y 2.5" (6.3 cm) de altura envuelta en una membrana y sometida a carga vertical sobre la sección completa de la probeta a una presión dada. Se mide la presión horizontal resultante, la que sirve para calcular el valor R:

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2.5}{D} \left(\frac{p_v}{p_h} - 1 \right) + 1} \quad (4.2)$$

donde:

p_v = presión vertical aplicada

p_h = presión horizontal en el manómetro

D = desplazamiento horizontal de la muestra, registrado por el número de vueltas de la manivela para pasar de P_h a 7 Kg/cm² (689 kPa o 100 psi)

R se mide para $p_v = 11.2$ Kg/cm² (1102 KPa ó 160 psi)

En realidad este ensayo involucra dos ensayos separados:

a) El espesor de recubrimiento requerido para resistir la expansión del suelo, determinado por el ensayo de presión de expansión.

b) El ensayo del valor R evalúa la capacidad del suelo para resistir cargas.

Estos valores han sido correlacionados con el CBR y otras propiedades. En la Figura 4.4 aparecen valores de R para distintos suelos.

4.3.3. Módulo de reacción de subrasante o coeficiente de balasto

Este valor se determina cargando un plato o placa de carga (Figura 4.7) y midiendo la presión necesaria para producir una deformación dada, k es el cociente de presión aplicada y deflexión del plato de carga.

$$k = \frac{P}{\Delta} \quad (4.3)$$

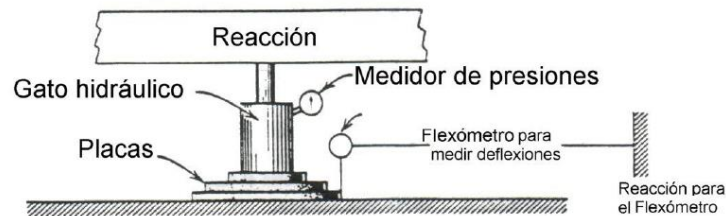


Figura 4.7. Placa de carga

Este ensayo se hace en el campo y requiere un equipo costoso.

Dado que es un ensayo realizado in situ, no puede ser hecho a diferentes densidades y contenidos de humedad para considerar las distintas condiciones de servicio, por lo que se recomienda que el valor k de campo sea ajustado para considerar las condiciones más desfavorables de la subrasante. Este factor de corrección se obtiene como el cociente de la deformación a 10 psi (68.9 KPa o 0.7 Kg/cm²) de presión para un suelo no saturado y saturado.

$$k_{\text{corregido}} = \frac{d}{d_{\text{saturado}}} k_{s/\text{corregir}} \quad (4.4)$$

El valor de k depende del tamaño del plato de carga. Los de 92 cm (36") de diámetro se usan para pavimentos rígidos, mientras que para pavimentos flexibles se usan de 30.5 a 45.7 cm (12 a 18 pulg).

4.3.4. Ensayo de compresión triaxial

Se hacen ensayos triaxiales no consolidados no drenados sobre muestras no saturadas. Las muestras de suelos se compactan estática o dinámicamente con una humedad próxima a la óptima. Las probetas son cilíndricas con tamaños variables entre 1.4" (3.5 cm) de diámetro por 2.8" (7 cm) de altura hasta 6" (15 cm) de diámetro por 12" (30 cm) de altura.

La presión de confinamiento es del orden de la que va a sufrir el suelo in situ y la carga se aplica a una tasa de deformación uniforme de 0.05"/min. Se trazan curvas σ - ϵ para distintas presiones de confinamiento que permiten determinar la carga de rotura y representarlas luego en el conocido diagrama de Mohr para conocer la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Los diseños usando resultados del ensayo triaxial están basados en el principio de que materiales más débiles requieren espesores mayores para proteger la subrasante. En la Figura 4.8 aparece el gráfico de diseño triaxial de Texas con varias clases de materiales de acuerdo a su calidad.

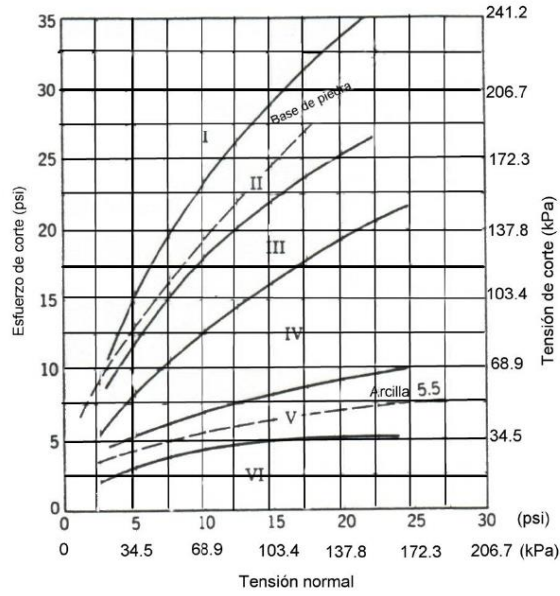


Figura 4.8. Gráfico de clasificación basado en el ensayo triaxial de Texas

4.3.5. Ensayo de penetración dinámica con cono

El cono dinámico es un dispositivo para medir in situ la resistencia de los materiales de los pavimentos y de la subrasante. En la Figura 4.9 se muestra el aparato.

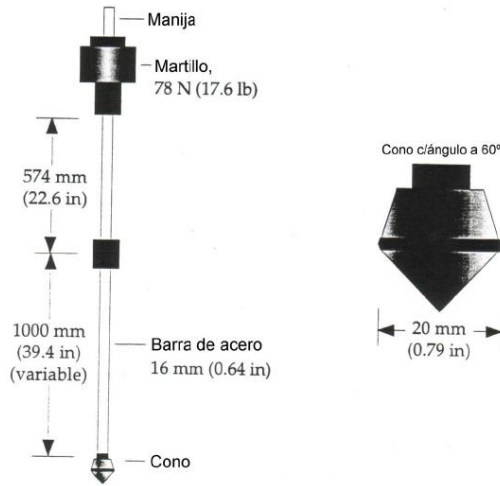


Figura 4.9. Penetrómetro dinámico de cono

Este ensayo se ejecuta hincando el cono dentro del pavimento o subrasante levantando y dejando caer un martillo. Se registra la penetración para cada caída y se la denomina tasa de penetración (penetration rate = PR), en mm/golpe.

El CBR está relacionado con PR por:

$$\text{CBR} = \frac{405.3}{\text{PR}^{1.259}} \text{ para conos a } 60^\circ \quad (4.5)$$

según Livneh y Harrison

$$\text{CBR} = 2.20 - 0.71 \log(\text{DCP})^{1.5} \text{ para conos a } 30^\circ \quad (4.6)$$

siendo:

PR = tasa de penetración en mm/golpe

DCP = tasa de penetración en pulg/golpe

4.3.6. Ensayo de módulo resiliente

Este ensayo fue desarrollado a los efectos de estudiar una propiedad del material que describa mejor el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas de ruedas. Una rueda que se mueve imparte un pulso dinámico a todas las capas del pavimento y a la subrasante. Como respuesta a este pulso dinámico, cada capa de pavimento sufre una deflexión. El pulso de solicitaciones varía desde un valor muy bajo hasta un máximo en un breve período en función de la velocidad del vehículo.

Este no es un ensayo a rotura y las muestras no fallan durante la ejecución del mismo, el ensayo provee una indicación del comportamiento del material bajo cargas repetidas. A medida que el material está sujeto a la acción de la carga, se deforma y recupera cuando se quita la carga, sin embargo, el material nunca se recupera a su forma original y alguna deformación permanente (no recuperable) ocurre. Esta deformación se denomina plástica, mientras que la deformación recuperable es la deformación "resiliente". La magnitud relativa de las deformaciones plástica y resiliente influyen el comportamiento del material.

Las muestras son cilíndricas y se confinan en una cámara triaxial que permite una gran variedad de presiones de confinamiento a aplicar a la probeta. Mediante un dispositivo especial se pueden aplicar cargas pulsantes de distinta magnitud y duración. En el ensayo se registra la deformación sufrida por la probeta.

El ensayo sigue las normativas AASHTO T 294 - 921 y se divide en dos procedimientos: uno es para materiales Tipo 1, es decir materiales granulares no ligados y subrasantes con menos del 70 % de PT No. 10 y menos del 20 % de PT No. 200; y el otro es para materiales Tipo 2, o sea subrasantes que no cumplen los requerimientos para materiales Tipo 1 y aquí se incluyen los suelos A-4, A-5, A-6, A-7 y en algunos casos los A-1-b, A-2 y A-3.

4.3.6.1. Datos a registrar

4.3.6.1.1. Cargas

La carga aplicada a la probeta debe ser registrada para cada ensayo y se lo hace con una célula de carga electrónica. La presión de confinamiento puede ser registrada fácilmente con un medidor de presiones. Para suelos finos la variable que interesa es la tensión desviadora $\sigma_1 - \sigma_3$, mientras que para suelos granulares interesa la tensión volumétrica $\theta_3 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

4.3.6.1.2. Deformaciones

Debido a las cargas dinámicas repetidas, la probeta sufre deformaciones verticales, cuya relación con la carga desviadora está indicada en la Figura 4.10. Como puede verse, la deformación vertical consta de dos componentes, la permanente ϵ_p , que no se recupera cuando la carga es removida y la resiliente ϵ_r , que es recuperable cuando cesa la carga.

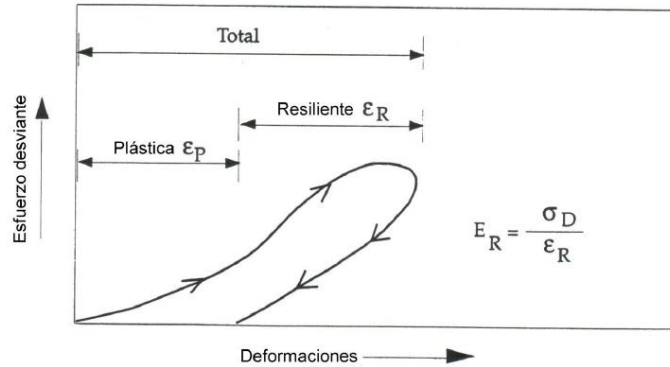


Figura 4.10. Explicación de deformaciones permanentes y recuperables (resilientes)

4.3.6.2. Equipo para hacer el ensayo

Para realizar este ensayo es necesario contar con el siguiente equipo:

- Cámara triaxial
- Dispositivo para carga repetitiva
- Equipo para registrar cargas y deformaciones
- Equipo para preparación de las probetas

4.3.6.2.1. Cámara triaxial

En la Figura 4.11 se representa la cámara triaxial necesaria para hacer este ensayo. Es similar a cualquier cámara triaxial, pero un poco más grande para acomodar el mecanismo interno de medida de cargas (célula de carga). La deformación de la probeta se mide externamente.

4.3.6.2.2. Dispositivo de carga repetitiva

Es un sistema electrohidráulico que es capaz de proporcionar magnitudes variables de cargas repetidas para ciclos prefijados de cargas y períodos de reposo. En general la carga se aplica en 0.1 seg y hay un período de reposo de 1 seg.

4.3.6.2.3. Equipo de medida de cargas y deformaciones

La carga se mide mediante una célula de carga eléctrica ubicada entre la cabeza de la muestra y el pistón de carga (ver Figura 4.11). La capacidad de esta célula varía entre 100 (0.4 KN) y 1400 lbs (6.2 KN). Las presiones de cámara se miden mediante manómetros, piezómetros o transductores de presión con una precisión de 0.1 psi (0.7 KPa o 0.007 Kg/cm²). La medición de la deformación de la probeta se realiza con dos transductores LVDT ubicados a cada lado de la probeta.

Para determinar el módulo resiliente es necesario registrar toda la deformación axial de la probeta a lo largo de todo el ensayo. Para procesar los datos es muy conveniente contar con una computadora tipo PC conectada con los dispositivos de medida.

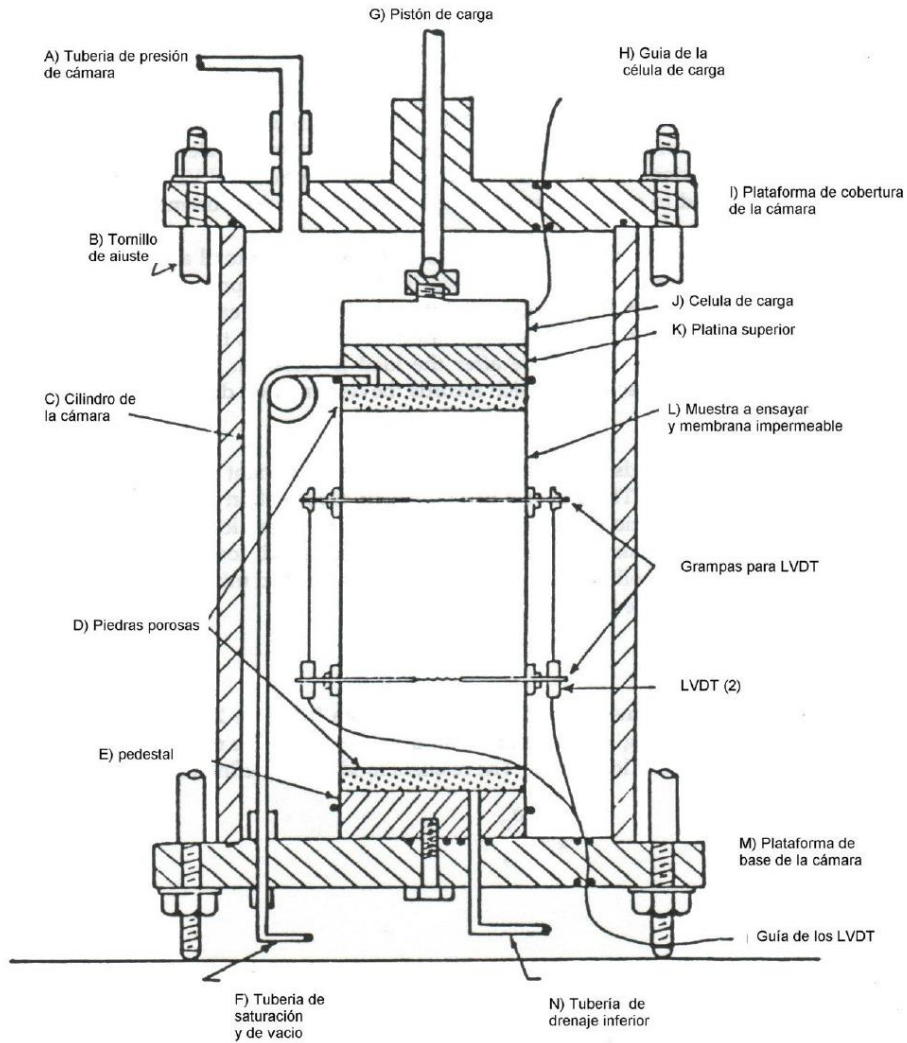


Figura 4.11. Aparato para ensayo del módulo resiliente

4.3.6.3. Cálculo de M_R

Se calcula con la expresión $M_R = \sigma_d / \varepsilon_R$ (4.7)

siendo:

σ_d = Esfuerzo desviador repetitivo aplicado = $\sigma_1 - \sigma_3$

ε_R = deformación resiliente (recuperable)

4.3.6.3.1. Suelos finos (Materiales Tipo 2 según AASHTO T-294)

La relación que liga M_R con σ_D es:

$$M_R = K_1(\sigma_D)^{K_2} \quad (4.8)$$

siendo

$\sigma_D = \sigma_1 - \sigma_2$

K_1 y K_2 son constantes de los materiales

En la Figura 4.12 se ve como un incremento del esfuerzo desviador produce una disminución del módulo resiliente, fenómeno conocido como ablandamiento por tensiones (stress softening) que es muy común en suelos finos. En la figura se observa también el efecto de la presión de confinamiento σ_3 sobre el material. Cuando σ_3 aumenta, también M_R se incrementa debido al incremento de soporte lateral de la muestra. El módulo resiliente parece ser menos sensible a la presión de confinamiento bajo tensiones desviadoras altas.

El módulo resiliente está afectado por otros factores tales como contenido de humedad y numero de ciclos.

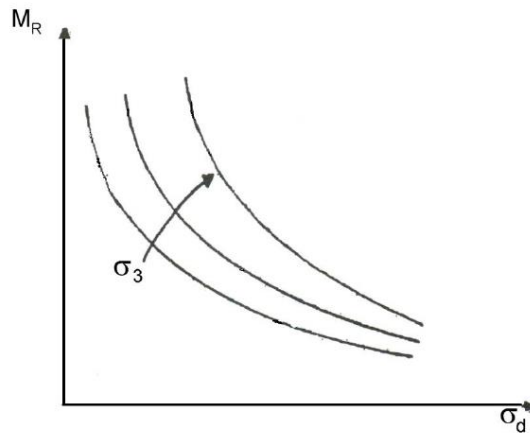


Figura 4.12. Variación del módulo resiliente en función de la presión de confinamiento

4.3.6.3.2. Materiales granulares (Materiales Tipo 1 según AASHTO T-294)

El comportamiento del módulo resiliente para materiales granulares es totalmente distinto al explicado en el apartado anterior. En este caso, el módulo se incrementa a medida que aumentan las tensiones. Esto es lo que se conoce como rigidización por tensiones (stress hardening). Esto es debido al aumento de la trabazón entre partículas. En este caso:

$$M_R = K_1(\theta_3)^{K_2} \quad (4.9)$$

siendo:

θ_3 = tensión volumétrica = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

K_1, K_2 = constantes del material

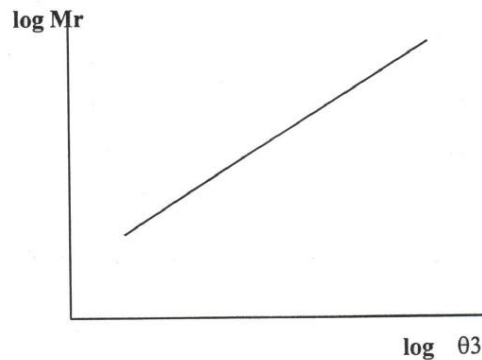


Figura 4.13. Variación del módulo resiliente con la tensión volumétrica

4.3.6.4. Influencia de las propiedades de los suelos

El ensayo del módulo resiliente es mucho más sensible a las propiedades de los suelos que otros ensayos de resistencia. Una buena cualidad de este ensayo es que, al no romper la probeta, se puede someter a ésta a diferentes niveles de tensiones, ahorrando tiempo en preparación de probetas y evitando errores. Las probetas pueden ser preparadas para contenidos de humedad variables y diferentes grados de compactación.

El contenido de humedad de un suelo tiene un tremendo impacto en el módulo resiliente. El módulo disminuye fuertemente cuando se incrementa el contenido de humedad. Esto obliga a hacer ajustes de los valores del módulo cuando el pavimento se satura en determinados períodos.

Además de la humedad, la temperatura tiene una gran influencia, especialmente en zonas sometidas a ciclos de congelación y deshielo. A mayor número de ciclos de congelación y deshielo, mayor será la pérdida de módulo resiliente.

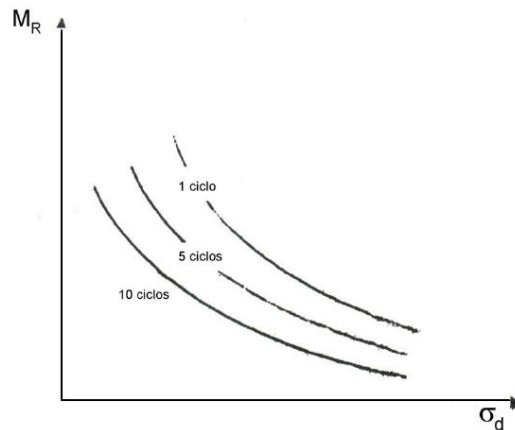


Figura 4.14. Variación de M_R , con σ_d y número de ciclos de congelación y deshielo

Es muy difícil asignar valores típicos de módulo resiliente para cada tipo de suelo. El valor no sólo está afectado por variables de construcción, sino también por tipo de suelo, granulometría y contenido de humedad. Cada repartición vial debe investigar los suelos de su zona para encontrar correlaciones con el módulo resiliente que sirvan para futuros proyectos.

Thompson y Robnett encontraron relaciones entre el módulo resiliente y el contenido de humedad para tensiones desviadoras $\sigma_D = 6$ psi (41.3 KPa):

$$\text{Si } \gamma_D < 1600 \text{ Kg/m}^3 \iff M_R = 27.06 - 0.526 \omega$$

$$\text{Si } \gamma_D < 1600 \text{ Kg/m}^3 \iff M_R = 18.18 - 0.404 \omega$$

siendo:

ω = humedad volumétrica, en %

M_R = módulo resiliente, en ksi

4.3.6.5. El módulo resiliente en el diseño de pavimentos

En la Guía de diseño AASHTO 1993, el módulo resiliente reemplaza al CBR como variable para caracterizar la subrasante, subbase y base. En el método AASHTO deben usarse valores medios resultantes de los ensayos de laboratorio dado que las incertidumbres son tomadas en cuenta en la confiabilidad R. Es importante utilizar valores a la densidad y contenido de humedad que los suelos desarrollarán cuando se encuentren en servicio.

El diseño de pavimentos flexibles es extremadamente sensible a esta variable y por tanto debe ser estudiada y definida con el mayor cuidado.

El procedimiento de diseño requiere de la introducción de un valor "efectivo", que considere el efecto combinado de todos los módulos estacionales que se producen a lo largo del año por diferentes condiciones de humedad. El procedimiento para establecer el Módulo Resiliente Efectivo es el siguiente:

a) Se hacen ensayos de M_R en laboratorio sobre muestras representativas de suelo bajo condiciones de tensión y humedad que simulan las que tienen lugar a lo largo del año. Con esto se establece una relación de laboratorio entre módulo resiliente y contenido de humedad. En general se usa una tensión desviadora de 6 psi (41 KPa) o mayor para repetir las condiciones del AASHTO Road Test.

b) Se determina el módulo resiliente in situ en función de las deflexiones medidas en pavimentos en servicio para diferentes condiciones de humedad. Este módulo resiliente se debe ajustar para reflejar la posible diferencia entre resultados de laboratorio y valores medidos in situ. El procedimiento para realizar esto se describe en la Parte III, Capítulo 5 de la Guía AASHTO.

c) Se pueden estimar valores normales (o de verano) de M_R en función de propiedades conocidas del suelo y usar relaciones empíricas para estimar las variaciones estacionales. Por ejemplo, el M_R por deshielo en primavera es de un 10 a un 20 % del M_R normal de verano, y el correspondiente al suelo congelado es de dos órdenes de magnitud mayor que el valor normal. El tiempo de recuperación para que el módulo se incremente desde el valor de deshielo hasta el 80 % del valor normal es típicamente entre 35 a 65 días.

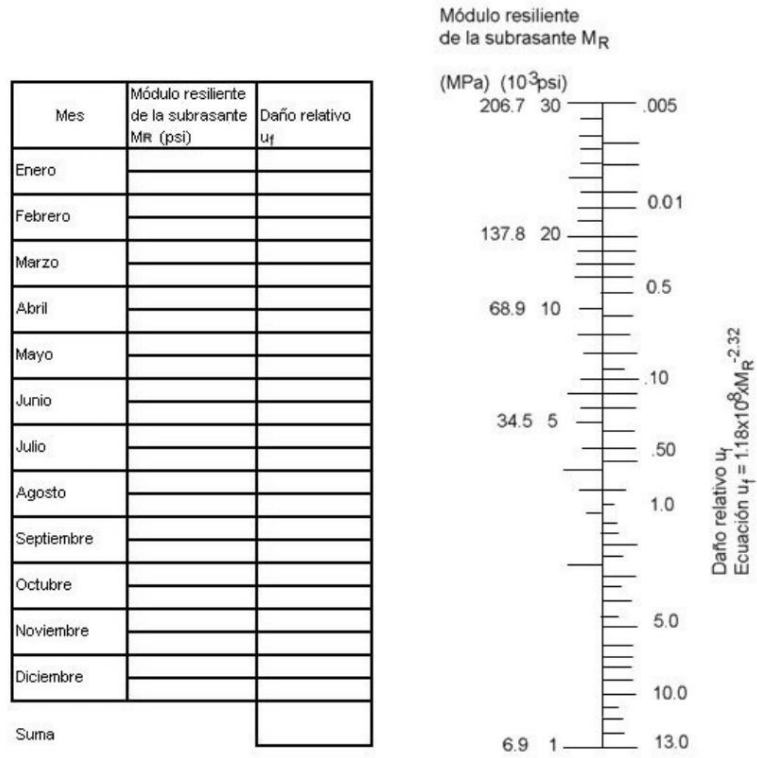
En base a esto se divide el año en períodos en los cuales M_R es constante. Este período no debe ser menor a 15 días y todos los períodos deben ser iguales.

Con cada valor de M_R se determina, mediante el ábaco de la Figura 4.15, el valor del daño relativo u_f o bien puede usarse la expresión:

$$u_f = 1,18 * 10^8 * M_R^{2,32} \quad (4.11)$$

Luego se determina un daño relativo promedio anual sumando todos los valores de u_f y dividiendo por el número de períodos.

El M_R Efectivo de la subrasante es el que corresponde al u_f promedio ya determinado y éste es el valor a considerar en el diseño de un pavimento flexible.



$$\bar{u}_r = \frac{\sum u_r}{n} =$$

Figura 4.15. Gráfico para estimar el módulo resiliente efectivo

4.3.6.6. El módulo de reacción de subrasante en el diseño de pavimentos

A continuación se detalla los pasos establecidos por AASHTO para la determinación del Módulo Efectivo k para el diseño de pavimentos rígidos. El procedimiento requiere de 8 pasos:

1. Identificar las combinaciones o niveles de factores que deben ser considerados e introducirlos en el encabezamiento de la tabla 4.1
- Tipo de sub bases con resistencias y valores de módulo
 - Espesor de sub base

- Pérdida de soporte LS
- Profundidad a la fundación rígida
- Espesor de losa estimada

Tabla 4.1. Ejemplo Completo

Tipo de sub base: Granular
 Espesor (pulg): 6
 Pérdida de soporte LS: 1
 Profundidad a la fundación rígida (pies): 5
 Espesor de losa proyectado (pulg): 9

Mes	Módulo de subrasante M_R (psi) (MPa)	Módulo de subbase E_{SB} (psi) (MPa)	Valor compuesto de k (pci) (kPa/mm)	Valor de k en fundación rígida (pci) (kPa/mm)	Daño relativo u_r
1	2	3	4	5	6
Enero	20000 (137.8)	50000 (344.5)	1100 (298.1)	1350 (365.9)	0.35
Febrero	20000 (137.8)	50000 (344.5)	1100 (298.1)	1350 (365.9)	0.35
Marzo	2500 (17.2)	15000 (103.3)	160 (43.4)	230 (62.3)	0.86
Abril	4000 (27.6)	15000 (103.3)	230 (62.3)	300 (81.3)	0.78
Mayo	4000 (27.6)	15000 (103.3)	230 (62.3)	300 (81.3)	0.78
Junio	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Julio	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Agosto	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Septiembre	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Octubre	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Noviembre	4000 (27.6)	15000 (103.3)	230 (62.3)	300 (81.3)	0.78
Diciembre	20000 (137.8)	50000 (344.5)	1100 (298.1)	1350 (365.9)	0.35
				Σu_r	7.25

Promedio $u_r = \Sigma u_r / n = 7.25 / 12 = 0.60$

Módulo efectivo de reacción de subrasante k (pci) = 540

Corrección por pérdida de soporte k (pci) = 170

k (kPa/mm) = 46.1

Para cada combinación de estos factores se debe hacer una tabla separada y determinar el correspondiente módulo de reacción de subrasante.

2. Identificar el módulo resiliente de la subrasante por mes y escribirlo en la columna 2.
3. Establecer valores de módulo resiliente para subbase E_{SB} para cada mes y ponerlos en la columna 3.

4. Estimar el valor de k por efecto combinado de subrasante y subbase para cada mes suponiendo que la subrasante tiene espesor infinito (la capa rígida se encuentra a más de 3 m de profundidad). Poner este valor en la columna 4 (ver Figura 4.16).
5. Poner el valor de k que incluya el efecto de la fundación rígida cercana a la superficie, si se encuentra a menos de 3 m de profundidad. Esto se hace con el ábaco de la Figura 4.17. Este valor se pone en la columna 5.
6. Se estima el espesor de losa requerida y con la Figura 4.18 se determina el daño relativo en función de k para cada mes. Este valor de u_r se pone en la columna 6.
7. Se suman todos los valores de u_r y se saca el promedio. El valor efectivo de k es el que corresponde al valor medio de u_r para el espesor de losa proyectado (Ver Figura 4.18).
8. Se ajusta el valor efectivo de k para tener en cuenta la pérdida de soporte de la subbase, LS , por erosión. Este ajuste se hace por medio de la Figura 4.19. Con este valor calculado se procede al diseño del pavimento rígido.

Ejemplo:

$D_{sa} = 6$ pulg

$E_{ss} = 20.000$ psi

$M_a = 7.000$ psi

Solución $K_{co} = 400$ psi

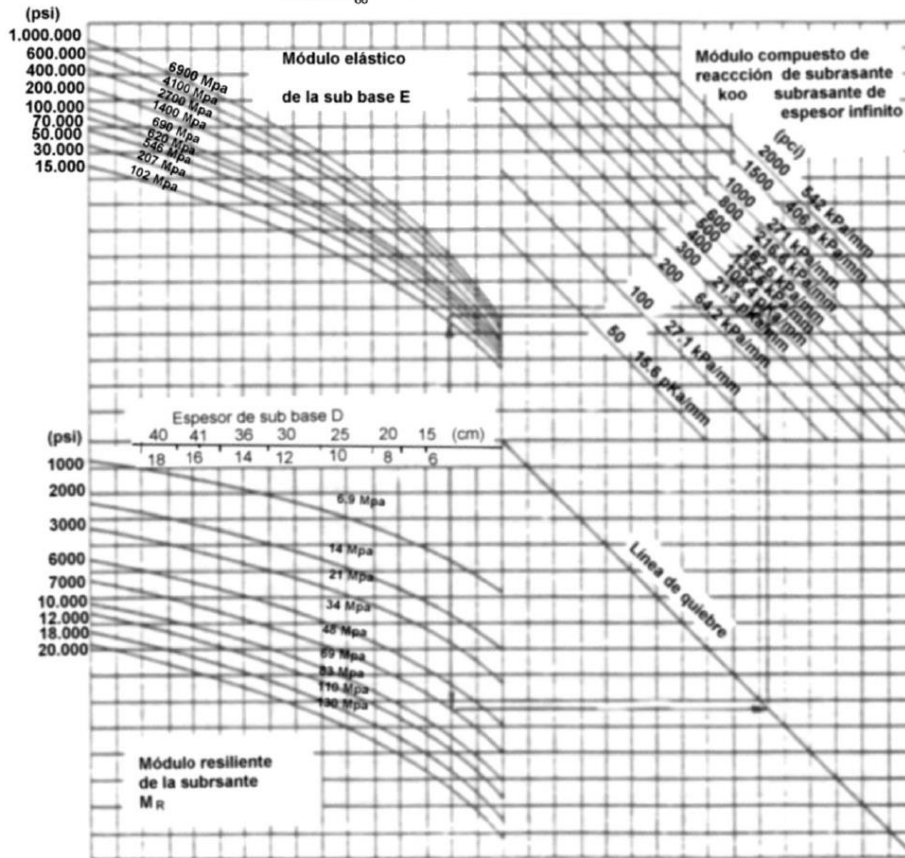


Figura 4.16. Ábaco para estimar el módulo compuesto de reacción de subrasante, considerando una profundidad infinita de una capa rígida

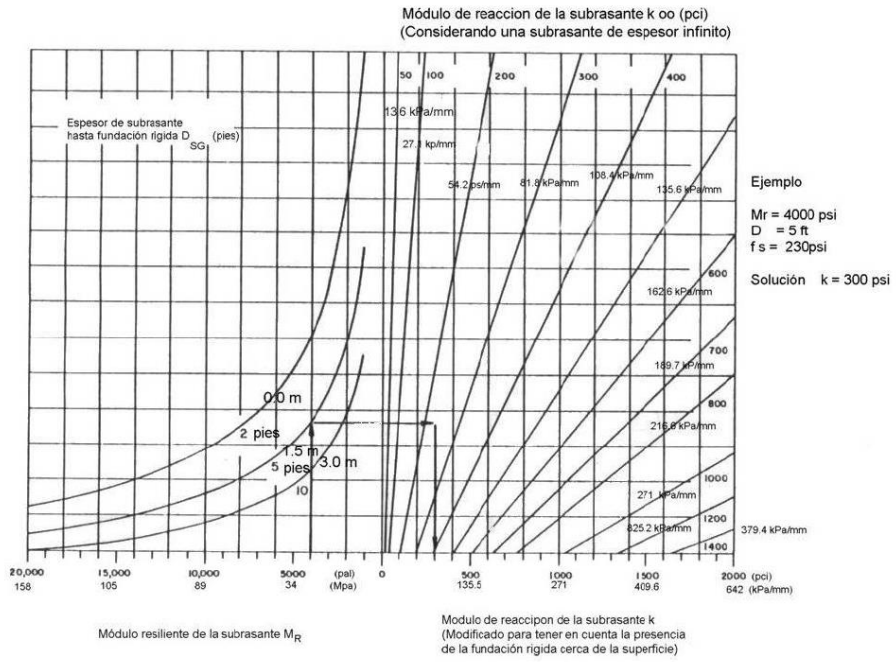


Figura 4.17. Ábaco para modificar el módulo de la subrasante para considerar capa rígida cerca de la superficie

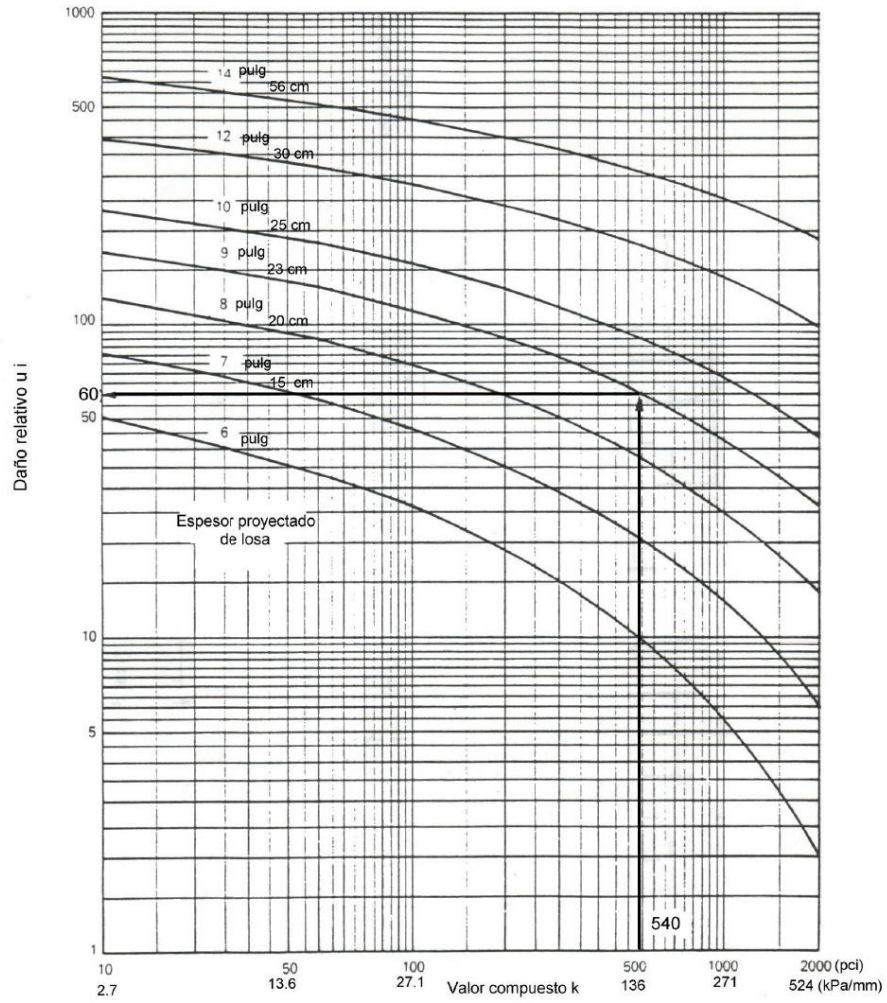


Figura 4.18. Ábaco para determinar el daño relativo en pavimentos rígidos basado en el espesor de losa y valor soporte

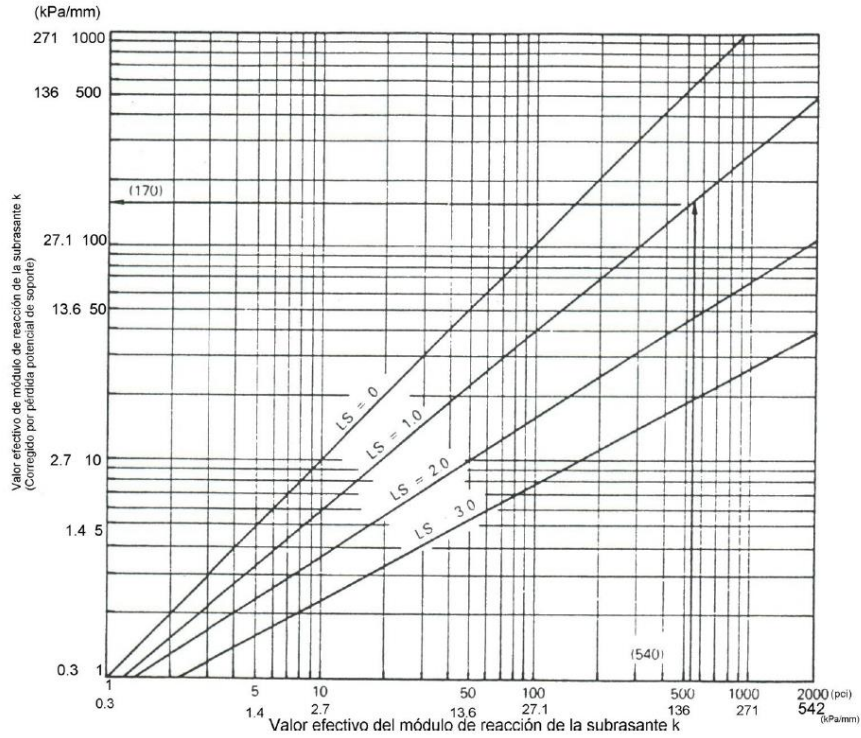


Figura 4.19. Corrección del módulo efectivo de reacción por pérdida potencial de soporte

El factor de pérdida de soporte está incluido en el diseño de un pavimento rígido para cuantificar la potencial pérdida de soporte producido por la erosión de la subbase y los movimientos verticales diferenciales. La siguiente tabla provee algunos valores de pérdida de soporte dependiendo el tipo de material. Si varios tipos de base o subbase son considerados en el diseño, entonces los valores deben ser determinados para cada tipo.

Rangos típicos de factores de pérdida de soporte para varios tipos de materiales

Tipo de material	Módulo de elasticidad ó módulo resiliente [psi]	Factor de pérdida de soporte
Base granular tratada con cemento	1,000,000 – 2,000,000	0.0 – 1.0
Mezclas de agregado con cemento	500,000 – 1,000,000	0.0 – 1.0
Base tratada con asfalto	350,000 – 1,000,000	0.0 – 1.0
Mezclas bituminosas estabilizadas	40,000 – 300,000	0.0 – 1.0
Limo estabilizado	20,000 – 70,000	1.0 – 3.0

Material granular	15,000 – 45,000	1.0 – 3.0
Subrasante natural	3,000 – 40,000	2.0 – 3.0

La Guía AASHTO – 93 presenta procedimientos para incrementar el valor de “k” por efecto de la presencia de una base rígida y por la presencia de la roca madre si ésta se encuentra a escasa profundidad. Si se sigue este procedimiento, también debe realizarse la reducción de capacidad portante debido al factor de “pérdida de soporte” (loss of support), sin embargo, varios autores, entre ellos la ACPA (American Concrete Pavement Association) consideran que el procedimiento proporciona en inicio valores irreales excesivamente altos que luego son corregidos mediante el coeficiente de pérdida de soporte para obtener valores más razonables, sin embargo, castigando excesivamente los valores encontrados.

En este sentido, AASHTO 97 indica que no se debería usar un factor de pérdida de soporte, ya que los pavimentos de AASHTO Road Test fallaron justamente por bombeo de finos, de manera que este efecto se encuentra ya en las ecuaciones de diseño. Las correcciones por efecto de base proporcionan valores irrealmente altos en relación con los medidos mediante estudios de deflexiones, motivo por el cual no se recomienda su aplicación directa.

La determinación directa del valor de “k” mediante ensayos de placa es difícil y costosa, teniendo la desventaja de que normalmente se analiza el suelo en estado seco y sin considerar los efectos de la humedad. Debido a la poca sensibilidad del diseño de pavimentos rígidos al valor del coeficiente de soporte “k”, es permitido el uso de correlaciones derivadas de otras propiedades del suelo natural de fundación. Algunas de ellas son:

$$k \text{ (kPa/m)} = \frac{Mr \text{ (kPa)}}{0.493} \quad (4.14)$$

$$k \text{ (psi/in)} = \frac{Mr \text{ (psi)}}{19.4} \quad (4.15)$$

Por su parte, también es posible correlacionar el valor del Módulo Resiliente con el ensayo de CBR que es más conocido y fácil de ejecutar. AASHTO- 97 contiene la siguiente tabla de valores:

Tabla 4.2. – Correlación entre el tipo de material, CBR y k

Clasificación ASSHTO	Descripción	Clasif. S. U.	Densidad Seca (kg/m ³)	CBR (%)	Valor K (psi/in)
Suelos granulares:					
A-1-a, bien graduada	Grava	GW, GP	125 - 140	60 - 80	300 – 450
A-1-a, mal graduada			120 - 130	35 - 60	300 – 400
A-1-b	Arena Gruesa	SW	110 – 130	20 - 40	200 – 400
A-3	Arena Fina	SP	105 – 120	15 -25	150 – 300
A-2 Material granular con alto contenido de finos					
A-2-4 gravoso	Grava Limosa	GM	130 - 145	40-80	300 – 500
A-2-5, gravoso	Grava Areno Limosa				
A-2-4, arenoso	Arena Limosa	SM	120 - 135	20 – 40	300 – 400
A-2-5, arenoso	Arena Gravo Limosa				
A-2-6, gravoso	Grava Arcillosa	GC	120 - 140	20 – 40	200 – 450
A-2-7, gravoso	Grava Areno Arcillosa				
A-2-6, arenoso	Arcilla Arenosa	SC	105 - 130	10 – 20	150 – 350
A-2-7, arenoso	Arcilla Grava Arenosa				
Suelos finos:					
A-4	Limo	ML, OL	90 - 105	4 - 8	25 – 165*
	Mezclas de Limo/Arena/ Grava		100 - 125	5 - 15	40 – 220 *
A – 5	Limo mal graduado	MH	80 - 100	4 - 8	25 – 190*
A - 6	Arcilla plástica	CL	100 - 125	5 - 15	25 – 255*
A-7-5	Arcilla Elástica moderadamente plástica	CL, OL	90 - 125	4 - 15	25 – 125 *
A-7-6	Arcilla muy plástica	CH, OH	80 - 110	3 – 5	40 – 220*

Ref. Guía de Diseño Versión 1997; Tabla 11; Pág. 6

(*) El valor de suelos finos depende altamente de su grado de saturación.

De manera gráfica, AASHTO - 97 presenta las siguientes correlaciones:

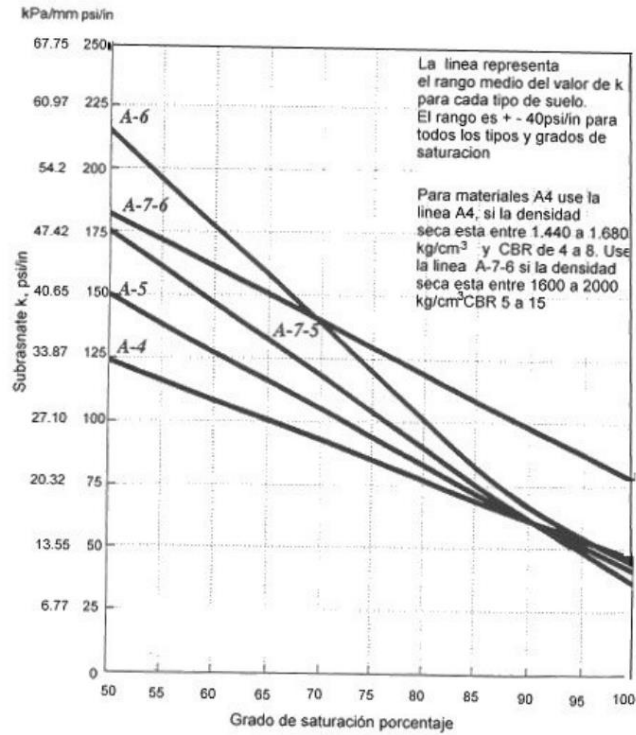


Figura 4.20. - Correlación entre el grado de saturación y k

Ref. Guía AASHTO 97 Figura 40, Pág. 4 valor "k" versus grado de saturación para suelos cohesivos.

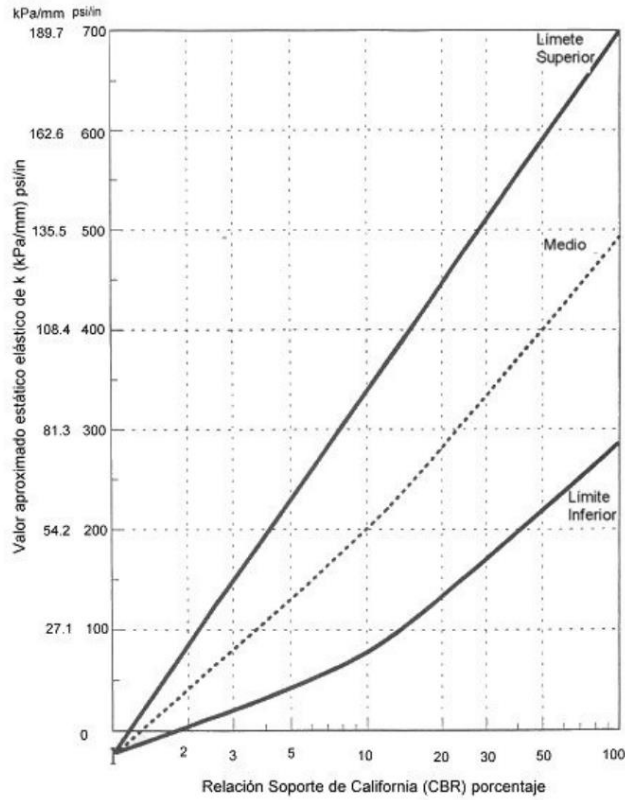


Figura 4.21. - Relación entre CBR y valor aproximado de k

Ref. Guía AASHTO 97 Figura 41, Pág. 7.

En caso de que se utilicen terraplenes altos con suelos mejores a los suelos de subrasante, es también posible incrementar el valor de "k" por presencia del terraplén, utilizando el ábaco mostrado en la Figura 3.4, el cual también permite realizar correcciones si la profundidad de la roca madre es inferior a los 3.30 m (a todo lo largo del sector considerado). Estos aspectos deben manejarse con precaución y no han sido incorporados directamente en DIPAV a fin de que el diseñador tenga pleno control de los valores que adopta para el diseño.

A continuación se reproduce el ábaco de la Guía AASHTO 97 que permite efectuar estas correcciones.

Este factor debe utilizarse únicamente cuando se usan valores de k que tomen en cuenta el aporte de la capa base y fundación rígida. El uso del ábaco de la Figura 4.22 para considerar el aporte de la capa base de pavimento rígido ha sido cuestionado en diversas ocasiones, puesto que proporciona valores

irrealmente altos, los que luego son corregidos de alguna manera mediante el factor de pérdida de soporte, sin embargo, el suplemento AASHTO – 97 señala que en el AASHTO Road Test los pavimentos fallaron principalmente por pérdida de soporte, motivo por el cual este factor no debería considerarse.

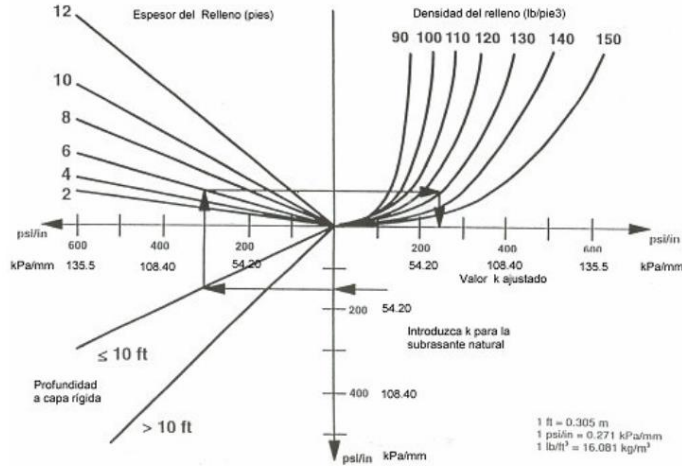


Figura 4.22. Ajuste del valor k por presencia de terraplén o fundación rígida

En este sentido, resulta más conveniente utilizar el k de la subrasante efectiva con correcciones por humedad y si se tiene una capa base de excelentes características, corregir su aporte mediante las tablas desarrolladas por el Ing. Márcio Rocha Pitta y editadas por la Asociación Brasileira de Cemento Portland como una guía. Es importante destacar que los valores corresponden al caso de bases granulares con piedra partida y altos valores de CBR, de manera que no se puede aplicar directamente a bases de CBR medio con cantos rodados. Igualmente las bases de suelo - cemento corresponden a valores altos.

En las Tablas 4.3 a 4.6 se muestra el efecto del aumento del valor de k por presencia de una subbase. En la Tabla 4.3 se tiene el aumento de k por la presencia de una subbase granular, siendo este incremento poco significativo, se exigen grandes espesores de la subbase (mayor a 30 cm). Para subbases de suelo - cemento, el aumento de k es más significativo, tal como se muestra en la Tabla 4.4, si se trata de un suelo mejorado con cemento, donde se tienen características mecánicas y elásticas inferiores a los suelo - cementos, se tienen incrementos de k menores, más parecidos a los de subbases granulares como se refleja en la Tabla 4.5. Las subbases de grava tratada, tienen valores similares a los de suelo - cemento. En la Tabla 4.6, se muestran los valores correspondientes a subbases de hormigón compactado con rodillo. La Tabla 4.7 se refiere a bases de concreto asfáltico, siguiendo la teoría de capas múltiples, presentando esta tabla de forma experimental, pudiendo usarse además como cálculo en sobrecarpetas sobre pavimentos de asfalto existentes.

Tabla 4.3. Aumento de k debido a presencia de subbase granular

Valor de soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:			
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm	30 cm
2	16	19	22	27	33
3	24	27	31	37	45
4	30	34	38	44	54
5	34	38	42	49	59
6	38	42	46	53	65
7	41	45	50	56	69
8	44	48	53	60	72
9	47	52	56	63	76
10	49	54	58	65	79
11	51	56	60	67	81
12	53	58	62	69	84
13	54	59	63	70	85
14	56	61	65	72	87
15	57	62	66	73	88
16	59	64	68	75	91
17	60	65	69	76	92
18	61	66	70	77	93
19	62	67	71	78	94
20	63	68	73	79	96

Tabla 4.4. Aumento de k debido a la presencia de subbase de suelo cemento

Valor soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm
2	16	50	66	89
3	24	69	91	122
4	30	81	108	145
5	34	90	119	160
6	38	98	130	174
7	41	103	138	185
8	44	109	146	195
9	47	115	153	205
10	49	119	158	212
11	51	122	163	218
12	53	126	168	225
13	54	128	171	229
14	56	131	176	235
15	57	133	178	239
16	59	137	183	245
17	60	139	185	248
18	61	140	188	251

19	62	142	190	255
20	63	144	192	258

Tabla 4.5. Aumento de K debido a la presente de subbase de suelo mejorado con cemento

Valor soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm
2	16	36	54	69
3	24	50	72	91
4	30	60	84	107
5	34	66	92	117
6	38	73	99	126
7	41	77	105	133
8	44	82	110	140
9	47	86	115	146
10	49	89	119	151
11	51	92	122	155
12	53	95	125	159
13	54	96	127	162
14	56	99	130	166
15	57	101	132	168
16	59	103	135	172
17	60	105	137	174
18	61	106	139	176
19	62	108	140	178
20	63	109	141	180

Tabla 4.6. Aumento de K debido a la presencia de base de hormigón compactado con rodillo

Valor soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	12.5cm	15 cm
2	16	65	77	98
3	24	87	101	126
4	30	101	118	145
5	34	111	128	158
6	38	10	138	169
7	41	127	145	177
8	44	133	152	186
9	47	140	159	194
10	49	144	164	199
11	51	148	168	204
12	53	152	173	209
13	54	154	175	211
14	56	158	179	216
15	57	160	182	219
16	59	164	186	224
17	60	166	188	226

18	61	168	190	229
19	62	170	192	231
20	63	172	194	233

Tabla 4.7. Aumento de k debido a la presencia de subbase de concreto asfáltico

Valor de soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	12.5 cm	15 cm
2	16	22	30	47
3	24	32	44	53
4	30	40	55	66
5	34	45	61	74
6	38	50	69	83
7	41	55	75	90
8	44	55	75	90
9	47	63	86	103
10	49	66	90	108
11	51	69	95	113
12	53	72	98	118
13	54	73	100	120
14	56	76	103	123
15	57	77	105	126
16	59	80	109	130
17	60	82	111	132
18	61	83	113	135
19	62	85	115	137
20	63	86	117	139

En todo caso es importante aclarar que el pavimento rígido es poco sensible al valor de k , de manera que la influencia del tipo de suelo en el diseño de la losa no es muy grande.

4.3.6.7. Correlaciones entre distintas variables de resistencia y el módulo resiliente

Dado que no siempre se tienen equipos para ejecutar un ensayo de módulo resiliente, es conveniente relacionarlo con otras propiedades de los materiales. Por ejemplo, con respecto al CBR se tiene:

$$M_R = B \times \text{CBR} \quad (4.12)$$

Si $\text{CBR} < 10\%$ $B = 1,500$, pero este valor puede variar entre 750 y 3,600 para M_R en psi.

Con respecto al valor R (resistencia) de Hveem se tiene:

$$M_R = A + B \times R \quad (4.13)$$

Si $R < 20$, A vale 1000, B vale 555, pero A puede variar entre 772 y 1,155 y B entre 369 y 555.

En la Figura 4.23 hay correlaciones entre M_R Y otros ensayos. Como precaución es necesario aclarar que estas correlaciones son empíricas y permiten relacionarlas con M_R , pero de ninguna manera entre sí.

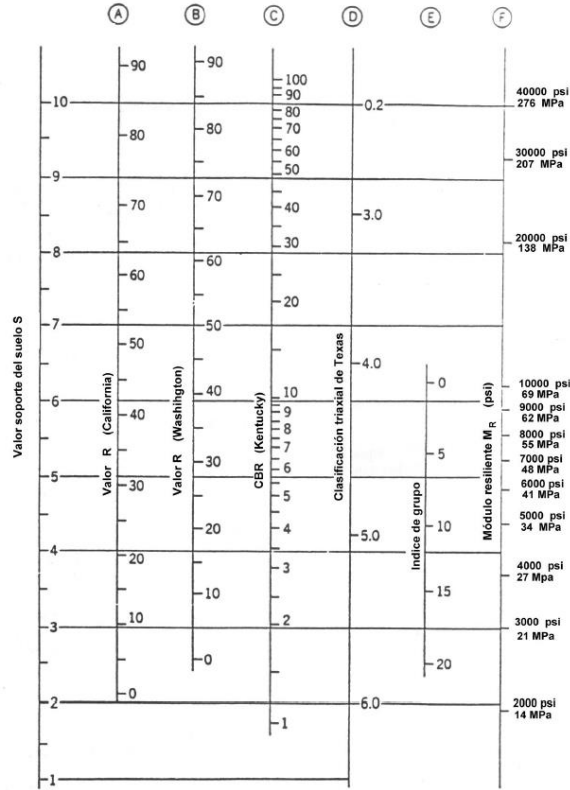


Figura 4.23. Correlaciones con el módulo resiliente

CAPITULO 5

MATERIALES PARA PAVIMENTOS

5.1. INTRODUCCIÓN

Es muy conocida la influencia de los materiales en la calidad del pavimento. Cada vez está tomando más consenso el uso de módulos elásticos para caracterizar los materiales. Este es uno de los parámetros más usados en los métodos AASHTO 86 y 93.

En este capítulo se describirán los siguientes materiales:

- Hormigón de cemento Pórtland
- Concreto asfáltico
- Bases granulares estabilizadas y no estabilizadas.

5.2. HORMIGÓN DE CEMENTO PÓRTLAND

El hormigón es un material formado por materiales granulares (piedra partida o grava y arena) embebidos en una pasta de cemento que hace de ligante. Los materiales granulares son obtenidos de fuentes naturales y deben cumplir con determinadas condiciones de granulometría. El cemento se obtiene a partir de la cocción de piedra caliza y arcilla que forma el clinker, el cual es finamente molido agregándole un 5% de yeso para formar el cemento. AASHTO reconoce ocho clases de cemento:

- Tipo I - Normal
- Tipo I-a - Similar al I, pero con aire incorporado
- Tipo II - Moderado calor de hidratación, moderada resistencia a la acción de los sulfatos
- Tipo II-a – Similar al II, pero con aire incorporado
- Tipo III - De alta resistencia inicial
- Tipo III-a – Similar al III, pero con aire incorporado
- Tipo IV - Bajo calor de hidratación, lento incremento de resistencia
- Tipo V - Alta resistencia a los sulfatos

En Bolivia se producen cementos del Tipo I o cementos con adiciones IP con puzolana y IF con filler calizo. Las Normas Bolivianas del Cemento son diferentes por el uso de estas adiciones, por este motivo se recomienda consultar la Norma NB-011 revisión 2005, disponible en IBNORCA.

5.2.1. Aditivos

Son productos que agregados en pequeñas dosis en el hormigón fresco producen interesantes modificaciones de la calidad del hormigón.

El más común es el aditivo incorporador de aire, que crea una estructura de burbujas microscópicas interconectadas que cortan el ascenso capilar del agua, mejorando la durabilidad, especialmente en aquellas zonas sometidas a la acción del hielo.

Otro tipo de aditivos son los plastificantes que reducen el contenido de agua mejorando las resistencias, existen también los retardadores de fraguado o aceleradores de fraguado. El proyectista o constructor tiene siempre una amplia gama de estos productos para elegir cuál es el que más le conviene.

5.2.2. Curado

El curado involucra una reacción química (hidratación) entre el cemento y el agua. Para obtener las resistencias esperadas del hormigón en el tiempo previsto son necesarios un suministro de humedad adecuado, una temperatura suficientemente alta y un período apropiado de curado.

El cemento no se hidrata y el incremento de resistencia del hormigón se detiene cuando el nivel de humedad se sitúa por debajo de cierto valor. En la Figura 5.1 se ve que cuanto mayor es el período en que el hormigón tiene acceso a la humedad luego del colocado, mayor será la resistencia que se obtenga. He aquí la enorme importancia de un buen curado como paso siguiente a la colocación del hormigón.

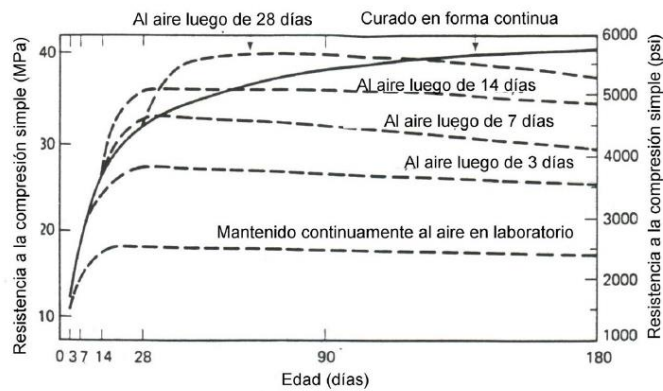


Figura 5.1 Resistencia a la compresión simple de hormigón secado al aire luego de periodos de curado

También influye la temperatura tal como se ve en la Figura 5.2. A bajas temperaturas el incremento de resistencia es menor, factor que debe ser tenido en cuenta cuando se hormigona con tiempo frío.

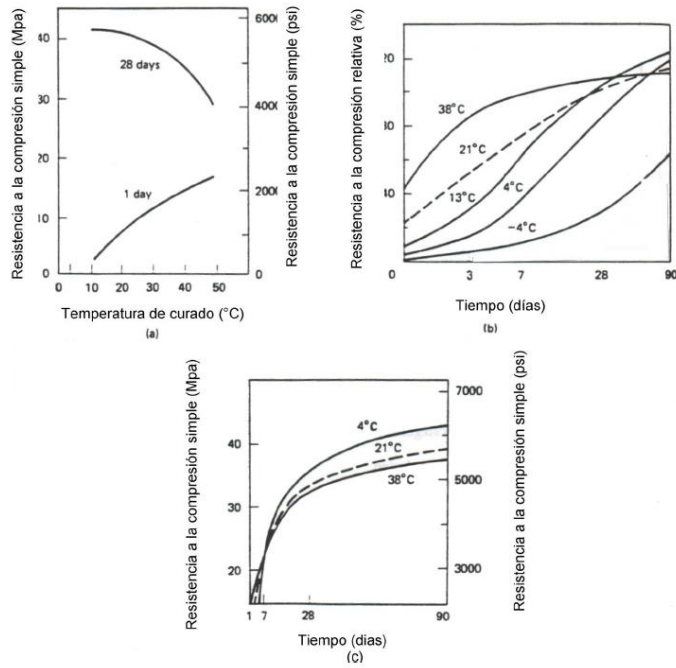


Figura 5.2 Efecto de varias condiciones de temperatura y curado en la resistencia a la compresión simple

5.2.3. Ensayos

Existe una gran variedad de ensayos de laboratorio para el hormigón. Estos pueden clasificarse en estas categorías, basándose en el uso de los resultados.

a) Control de calidad y diseño de mezclas:

Resistencia a la compresión simple; Resistencia a la tracción por compresión diametral; Consistencia; Revenimiento en cono de Abrams; Contenido de aire.

b) Diseño

Módulo de rotura (tracción por flexión); Módulo elástico.

c) Mecánico - empíricos

Módulo elástico y de Poisson; Coeficiente de expansión térmica; Constantes de fatiga.

5.2.3.1. Resistencia a la compresión simple

Es aceptada de forma universal como una medida de la calidad y durabilidad del hormigón. Esto es, un hormigón de alta resistencia a la compresión simple es un hormigón de buena calidad. Esta resistencia depende del tamaño y tipo de agregado, forma del agregado grueso, composición del cemento, relación agua/cemento, aditivos incorporados, tiempo y temperatura de curado, etc.

El ensayo se hace siguiendo las normativas de ASTM C 39. Se usan probetas cilíndricas de 30 cm (12") de alto y 15 cm (6") de diámetro. Son sometidas a carga de compresión hasta que se rompen.

Otra forma de evaluar la resistencia a la compresión es el Método de la Madurez, que consiste en evaluar las condiciones de curado y temperatura y relacionarlas con muestras - patrón realizadas en laboratorio. En esta forma se puede determinar la resistencia de un hormigón en cualquier momento conociendo el desarrollo de la temperatura de la masa del hormigón (en obra). El Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón ha realizado experiencias de este procedimiento en Ancaravi – Huachacalla y Potosí – Tarija.

5.2.3.2. Resistencia a la tracción indirecta

Se llama también ensayo de tracción por compresión diametral. Es un ensayo muy práctico para averiguar la resistencia a la tracción del hormigón dado que los ensayos de tracción directa son muy difíciles de ejecutar. La resistencia a la tracción indirecta se determina con esta expresión:

$$f_i^I = \frac{2P}{\pi D l} \quad (5.1)$$

siendo:

f_i^I = Resistencia a la tracción indirecta

P = carga aplicada

D = diámetro de la probeta

l = longitud de la probeta

Los valores obtenidos con esta expresión son típicamente un 15 % mayores que los obtenidos por el ensayo de tracción directa.

5.2.3.3. Módulo de rotura (resistencia a la flexión)

Es un parámetro muy importante como variable de entrada para diseño de pavimentos rígidos. Se la conoce también como resistencia a la tracción por flexión o simplemente resistencia a la flexión. Es la medida del esfuerzo en la fibra extrema que se desarrolla al someter una viga a la flexión.

Para este ensayo se usan probetas prismáticas con cargas en el tercio central. De esta manera se tiene en el tercio medio una zona sometida a un momento flector constante igual a $P \times l/3$ y cero de esfuerzo cortante, la rotura se producirá en el punto más débil del tercio central. Este ensayo es recomendable frente al ensayo de carga en el punto medio, en el cual la rotura se producirá indefectiblemente en el punto medio (punto de aplicación de la carga) donde el momento flector y el esfuerzo cortante son máximos.

El módulo de rotura se calcula mediante la siguiente expresión:

$$f_r = \frac{MC}{I} \quad (5.2)$$

donde:

f_r = modulo de rotura

M = momento flector en el instante de rotura

C = distancia desde el eje neutro al punto de interés

I = momento de inercia de la sección transversal de la probeta



Figura 5.3. Ensayo de tracción por flexión (módulo de rotura)

Los ensayos con carga al tercio alcanzan un 80% del valor que dan los realizados en el punto medio.

Hay distintas correlaciones entre las resistencias del hormigón como las que se aprecian a continuación, sin embargo, su uso no es recomendable puesto que la resistencia a la flexión es susceptible a un sinnúmero de variables como ser el tipo de cemento, de agregados, la granulometría y dureza de los agregados, inclusive la limpieza del agregado grueso es muy importante, así como el uso de aditivos, por este motivo, es recomendable que siempre se desarrollen correlaciones en base a los datos reales de campo y no se deriven de otros proyectos, únicamente a manera de información se presentan las siguientes relaciones:

$$\text{Resistencia a la tracción directa (psi)} \quad f'_t = 3 \text{ a } 5 \quad (f'_c)^{0.5} \quad (5.3)$$

$$\text{Resistencia a la tracción indirecta (psi)} \quad f'_t = 6 \text{ a } 8 \quad (f'_c)^{0.5} \quad (5.4)$$

$$\text{Módulo de rotura (psi)} \quad f_r = 7 \text{ a } 12 \quad (f'_c)^{0.5} \quad (5.5)$$

Estas correlaciones son indicativas y además por el elevado margen de variación únicamente deben considerarse como un orden de magnitud.

5.2.3.4. Módulo de elasticidad

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 hormigón. En los pavimentos de hormigón armado continuos, el módulo de elasticidad junto con el coeficiente de expansión térmica α_s y el de retracción del hormigón α_r , son los que rigen el estado de tensiones en las armaduras.

El módulo de elasticidad está relacionado con el módulo de rotura a través de la expresión:

$$f_r = 43.5 \frac{E_c}{10^6} + 488.5 \quad (5.6.a)$$

siendo:

E_c = módulo de elasticidad (psi)

f_r = módulo de rotura (psi)

o en unidades métricas:

$$f_r = 43.5 \frac{E_c}{10^6} + 3370 \quad (5.61)$$

siendo:

E_c = módulo de elasticidad (KPa)

f_r = módulo de rotura (KPa)

Se supone que el módulo de Poisson es 0.15.

Para un hormigón con una resistencia a la compresión simple menor de 41 MPa (6000 psi) el módulo de elasticidad se puede obtener con esta fórmula empírica (ACI Code 1983):

$$E_c = 33 W^{3/2} (f'_c)^{1/2} \quad (5.7)$$

donde:

E_c = módulo de elasticidad, en psi

W = peso unitario del hormigón, en pcf

f'_c = resistencia a la compresión a los 28 días, en psi

5.2.4. Modelos de fatiga

Las propiedades de fatiga del hormigón son importantes en el diseño de pavimentos rígidos. La fatiga puede definirse como el fenómeno por el cual el material falla por la repetición de cargas que no son lo suficientemente grandes para causar la falla en una sola aplicación. De este modo, por encima de un cierto esfuerzo se presenta un daño estructural que después de un número de repeticiones de carga inducirá la falla en el material.

Los factores que afectan al módulo de rotura afectan también a la fatiga. Hay diversos modelos de fatiga obtenidos a través de estudios en laboratorio correlacionados con pavimentos existentes. Estos modelos son:

a) PCA (Portland Cement Association)

N = número de aplicaciones de carga

σ = tensión aplicada

f_r = módulo de rotura

$$\text{Si } \sigma/f_r \geq 0.55 \quad \log N = 11.737 - 12.077(\sigma/f_r) \quad (5.8)$$

$$\text{Si } 0.45 < \sigma/f_r < 0.55 \quad N = \left(\frac{4.2577}{\frac{\sigma}{f_r} - 0.4325} \right)^{3.268} \quad (5.9)$$

Si $\sigma/f_r < 0.45 \implies N$ es ilimitado.

El pavimento puede soportar un "infinito" número de cargas. En realidad debe entenderse "infinito" como un número muy grande de repeticiones de carga, este valor es afectado por las sobrecargas en los pavimentos reales. Este aspecto se ha sustentado por una investigación de Packard en el cual a esta tensión las probetas han soportado 10 a 20 millones de repeticiones sin mostrar signos de fatiga.

b) Modelo del mantenimiento cero

Este modelo (Darter 1977) provee un 24% de fallas

$$\log N = 16.61 - 17.61(\sigma/f_r) \quad (5.10)$$

c) Modelo de AASHTO/ARE

$$N = 23444(f_r/\sigma)^{3.21} \quad (5.11)$$

Las expresiones de fatiga están graficadas en la Figura 5.4

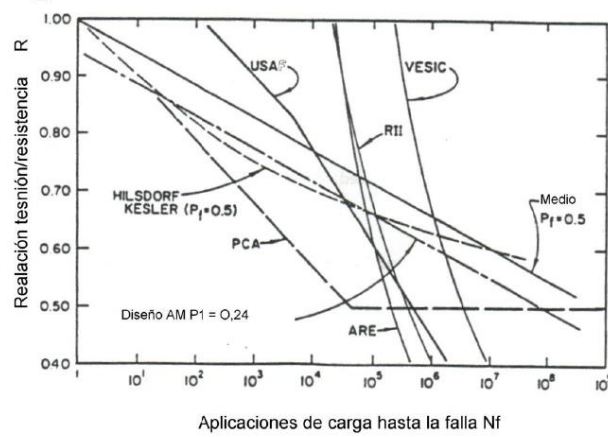


Figura 5.4. Curvas de fatiga según distintos modelos

5.2.5. Durabilidad del hormigón

En general el hormigón es un material muy durable. No obstante puede haber problemas si la combinación de agregados o agregados/cemento tiene algún efecto desfavorable. Las fisuras de durabilidad ("D" cracking) tienen lugar cuando el agua se congela en los agregados porosos susceptibles a las heladas, expande y fisura el agregado. Aparecen fisuras que siguen las juntas u otro tipo de fisuras ya formadas donde la presencia de humedad es mayor.

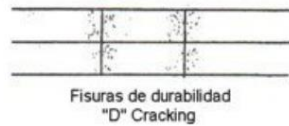


Figura 5.5. Fisuras de durabilidad

Si en una sección se encuentra fisuras "D" se debe realizar un muestreo para confirmarlo. En las juntas donde se toman las muestras se debe verificar si la muestra está intacta o se disgrega. Un análisis petrográfico confirmará la presencia de fisuras en el agregado.

Hay ciertos tipos de agregados que contienen materiales que reaccionan con los álcalis del cemento (sodio y potasio). Estos agregados tienen sílice amorfa y la reacción produce un gel que absorbe agua y se expande fracturando la matriz de cemento y fisurando el hormigón. En este caso, a diferencia de las fisuras "D" que empiezan de abajo, se manifiestan en todo el espesor de la losa. Aparecen como fisuras finas en una disposición de mapa similares a la piel de cocodrilo en pavimentos asfálticos. Una forma de

mitigar esta reacción es con el uso de cementos puzolánicos. En todo caso es recomendable realizar ensayos de reactividad álcali – árido de manera previa a la construcción de pavimentos rígidos.

5.2.6. Propiedades expansivas y contractivas del hormigón

La expansión y contracción del hormigón a causa de los efectos climáticos son funciones de las propiedades térmicas del hormigón. Los procedimientos mecánicos que calculan los gradientes térmicos requieren del conocimiento de la conductividad térmica K , la difusividad térmica Θ , el calor específico C y el coeficiente de expansión o contracción α que varía de 5 a $14 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$. Este fenómeno ($\Delta t^\circ\text{C}$) produce alabeos en la losa.

Los cambios de volumen acompañados por la pérdida de humedad para hormigón fresco o endurecido están referidos a la retracción, la cual se divide en retracción por secado o fraguado para hormigón endurecido y retracción plástica para hormigón fresco.

La retracción es mayor en hormigón simple que en hormigón armado.

5.3. CONCRETO ASFÁLTICO

El concreto asfáltico es un material compuesto por agregados embebidos en una matriz de cemento asfáltico que llena el espacio dejado por éstos y los une. El cemento asfáltico se mantiene flexible y provee integridad estructural cubriendo los agregados y dándole a la mezcla propiedades cohesivas. Dado que el cemento asfáltico es semi-sólido a temperaturas corrientes, la calidad y granulometría de los agregados juega aquí un papel mucho más importante que en los pavimentos de hormigón.

Un concreto asfáltico debe tener una cantidad precisa de cemento asfáltico para proveer el porcentaje de vacíos deseado para la mezcla.

La granulometría de los agregados debe obedecer a lo indicado en el gráfico de Figura 5.6. Tal como se muestra en dicha figura, se pueden seguir curvas como las más finas ubicadas por encima o por debajo de la línea de máxima densidad; lo que no debe hacerse es cruzar la línea de máxima densidad dado que se pueden obtener mezclas con baja resistencia a la deformación bajo carga.

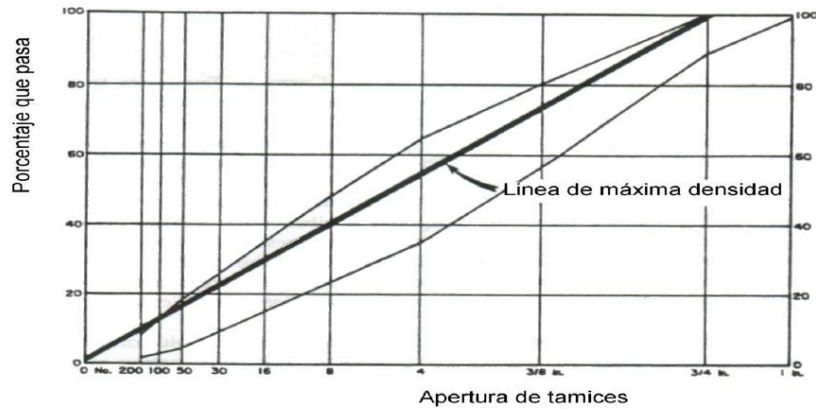


Figura 5.6. Gráfico de granulometrías para agregados a usar en concretos asfálticos

5.3.1. Cementos asfálticos

Es un material de color marrón oscuro a negro que puede estar en estado sólido, semi-sólido o líquido, formado por betunes naturales u obtenidos por destilación del petróleo. Los grados de cemento asfáltico tienen una clasificación basada en la viscosidad del material (cuanto más fluido sea un cemento asfáltico, menos viscoso será).

Las viscosidades se miden a temperaturas de 60 °C. El grado de viscosidad se determina en el material que viene directamente del proceso de destilado y el grado de viscosidad del residuo es determinado a partir de la película fina resultante del ensayo de endurecimiento (película fina en estufa).

Tabla 5.1. Clasificación de asfaltos

	AC-2.5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-40
Viscosidad a 60° C P	250+/-50	500+/-100	1000+/-200	2000+/-400	4000+/-800
Viscosidad a 135° C sCt	80	110	150	210	300
Penetración a 25°C (Pfeiffer y van Doormal) 100grx5seg, en 0.1 mm	200	120	70	40	20
Punto de inflamación °C	163	177	219	232	232
Solubilidad en tricloroetileno %	99	99	99	99	99
Ensayos sobre residuo de película en estufa					
Viscosidad a 69°C P	1.250	2.500	5.00	10.000	20.000
Ductilidad (25°C, 5cm/min) en cm	100	100	50	20	10

El grado a utilizar en cada área debe ser seleccionado en función del clima. Para climas fríos, se deben usar cementos asfálticos de bajo grado de viscosidad para resistir la fisuración por baja temperatura. En climas cálidos se deben usar cementos asfálticos de alto grado de viscosidad para evitar el ahuellamiento.

5.3.2. Ensayos sobre muestras de concreto asfáltico

Los ensayos que se hacen sobre muestras de concreto asfáltico son:

a) Para control de calidad y diseño de mezclas

a.1) Ensayo Marshall

Estabilidad; Flujo; Vacíos; Susceptibilidad a la humedad

a.2) Ensayo de Hveem

Resistencia; Cohesímetro; Vacíos; Susceptibilidad a la humedad

b) Para diseño

Ensayo de módulo resiliente

c) Mecánicos

Constantes de fatiga; Parámetros de ahuellamiento; Ensayo de tracción indirecta

5.3.2.1. Ensayo Marshall

Fue desarrollado por el US Corps of Engineers. Las dimensiones de la muestra son 4" (10 cm) de diámetro por 2.5" (6.3 cm) de altura. Sobre esta muestra se hace un análisis de densidad-vacíos y estabilidad-flujo. La máxima resistencia que la muestra puede desarrollar a 60 T es la estabilidad Marshall. El movimiento total, medido en 0.25 mm de incremento, que ocurre entre carga cero y la carga máxima es el flujo de la mezcla. Se aceptan como mínimo estabilidades de 500 lbs (227 Kg o 2.22 KN). El contenido de vacíos oscila entre 3 a 5 %.

5.3.2.2. Ensayo Hveem

Las dimensiones de la muestra son las mismas. Se usa una célula triaxial especial para medir la resistencia de la mezcla al desplazamiento lateral bajo cargas verticales a 60 T. Valores de estabilidad entre 30 y 37 dan mezclas satisfactorias. El ensayo de hinchamiento, hecho a temperatura ambiente mide la resistencia a la acción del agua.

El cohesímetro da un índice de la resistencia a la tracción del concreto asfáltico. La misma muestra del estabilómetro es llevada al cohesímetro donde es sometida a tracción flexionándola alrededor de su base. Los resultados son expresados en una escala arbitraria donde 0 indica falta de resistencia a tracción y 700 un concreto muy bueno.

5.3.2.3. Módulo resiliente diametral

Es un ensayo de carga repetitiva hecho en probetas cilíndricas (forma Marshall). La distribución de tensiones y deformaciones específicas dentro de la probeta es la misma que la desarrollada en el ensayo

de tracción indirecta. En este caso, la carga dinámica es aplicada a través de una célula de carga a lo largo del diámetro de la probeta (diámetro = 4" ó 10 cm). La muestra es asegurada en un collar y ubicada debajo de la célula de carga. Hay sensores para medir deformaciones horizontales y verticales asegurados contra el collar y haciendo contacto con la muestra (Figura 5.7).

La carga vertical produce deformaciones según el diámetro horizontal, las que son medidas por transductores. La frecuencia de la aplicación de la carga varía entre 0.3 y 1.0 Hz. Las cargas mantienen la muestra dentro del régimen elástico con un intervalo de descanso entre cargas para permitir una recuperación de la fluencia (creep).

El módulo resiliente es:

$$M_r = \frac{P(\mu + 0.2734)}{\Delta h * t} \quad (5.12)$$

donde:

- M_r = módulo resiliente (psi)
- P = carga dinámica lb.
- μ = coeficiente de Poisson = 0.35.
- Δh = deformación total en pulg.
- t = espesor de la probeta, en pulg

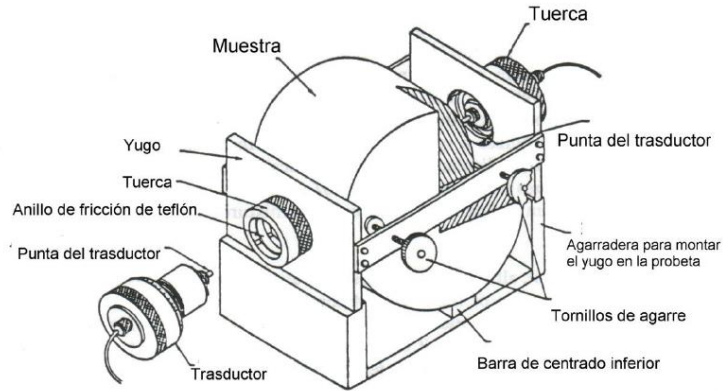


Figura 5.7. Disposición de transductores para medir el módulo resiliente

El módulo resiliente del concreto asfáltico depende de la temperatura.

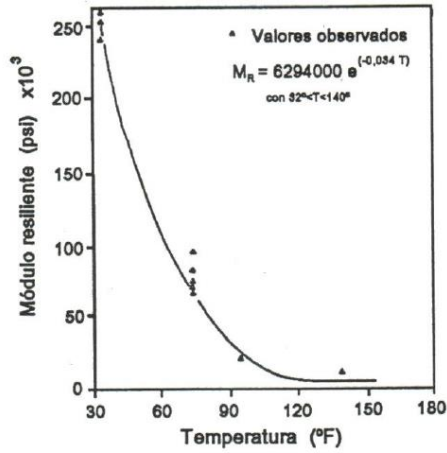


Figura 5.8. Variación del módulo resiliente con la temperatura

5.3.2.4. Módulo dinámico de rigidez

Este es obtenido mediante ensayos dinámicos cíclicos de flexión. La carga aplicada es pulsante con una duración de 0.1 seg y un período de reposo de 0.4 seg. La rigidez a flexión (flexural stiffness), calculada luego de 200 repeticiones es:

$$E_o = Pa \frac{(3L^2 - 4a^2)}{48I\Delta} \quad (5.13)$$

siendo:

P = carga dinámica

a = (L-4)/2

L = luz de la viga (probeta)

Δ = centro dinámico de deflexión

5.3.2.5. Resistencia a la tracción Indirecta

Se determina en las probetas Marshall (4" x 2.5" o 10 cm x 6.3 cm) de la misma forma que para probetas de hormigón. La carga es aplicada a una velocidad de 51 mm/min a una temperatura estándar de 22 °C.

Estudios recientes de investigación han demostrado que los coeficientes de fatiga pueden ser calculados a partir de datos de ensayos de tracción indirecta. Maupin (1976) demostró que las características de fatiga de concretos asfálticos densos responden a estas expresiones:

Para deformación constante: $N_f = K_2(1/e)^n$ (5.14)

donde:

N_F = número de cargas para reducir el módulo dinámico de rigidez en 1/3

f = deformación radial específica en la capa asfáltica

$$K_2 = 10^{(7.92 - 0.0122 S_{it})}$$

$$n = 0.0374 S_k - 0.744$$

S_{it} = resistencia a la tracción indirecta, en psi

$$\text{Para tensiones constantes: } N_F = K_1 (1/S)^n \quad (5.15)$$

donde:

N_F = número de cargas para provocar el colapso de la muestra

S = tensión radial aplicada a la capa asfáltica

$$N = 11.6 - 0.000396 E_{it}$$

E_k = rigidez al 75% de la deformación de rotura, en psi

$$K_1 = e^{(n \ln(12.6 S_{it} - 558))}$$

S_{it} = resistencia a la tracción indirecta, en psi

La representación de datos de fatiga a deformación constante es la más usada. El ensayo a tensión constante es más útil para ensayar y diseñar pavimentos más gruesos.

La fisuración por fatiga es una de las dos mayores causas de fallas en pavimentos asfálticos. La falla consiste en la formación progresiva de fisuras bajo cargas repetitivas. Cuando se incrementa el número de cargas, la fisura se propaga a través de la capa de pavimento y eventualmente aparece una fisura visible en la superficie del pavimento. Una falla por fatiga generalmente está definida como el punto en el cual un porcentaje dado de la superficie del pavimento se cubre con fisuras por fatiga.

Hay muchos métodos para determinar las propiedades de fatiga en mezclas bituminosas. Una de ellas es la carga al tercio en vigas de concreto asfáltico. Las muestras son vigas prismáticas de concreto asfáltico de 3 x 3 x 15" (7.5 x 7.5 x 38 cm) y cargadas con sollicitaciones pulsantes de 0.1 seg de duración con 0.4 seg de descanso.

La relación es del tipo:

$$N_F = K_1 (1/e)^{K_2} \quad (5.16)$$

donde:

N_F = número de repeticiones hasta la falla

e = deformación inicial luego de las primeras 200 repeticiones

K_1, K_2 = coeficientes de regresión

K_1 y K_2 dependen de la naturaleza de la muestra, del tipo de cemento asfáltico y de la temperatura de ensayo.

El ensayo de fatiga puede hacerse en probetas Marshall (4" x 2.5" ó 10 cm x 6.3 cm) obtenidas por moldeo en laboratorio o extraídas de pavimentos existentes. El ensayo es muy similar al del módulo

resiliente. En este caso la fatiga se define como el número total de ciclos al cual la muestra se parte en dos mitades o al número de ciclos para producir un decremento en el módulo resiliente en un 50 %.

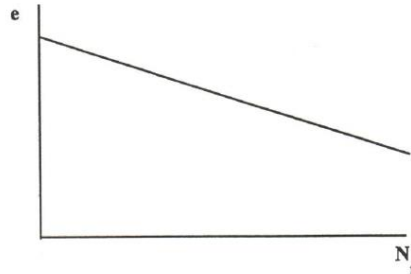


Figura 5.9. Relación entre repeticiones de cargas y deformación

El problema de la fisuración por fatiga fue estudiado por numerosos investigadores, tanto en laboratorio como in situ. Los resultados demuestran la linealidad existente en diagramas log-log. Así la ecuación AASHTO/ARE es:

$$N_f = 9.73 \times 10^{-15} (e_R)^{-5.16} \quad (5.17)$$

donde:

N_f = número de repeticiones de cargas

e_R = máxima deformación radial específica en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico

Este modelo fue desarrollado usando teorías elásticas lineales multicapa con dos cargas circulares para representar una rueda dual. Los módulos de capa fueron determinados a partir de ensayos de laboratorio en probetas con presiones de confinamiento correspondientes a las esperadas en una estructura de pavimento, pero consideradas como independientes de las tensiones en el análisis de regresión lineal.

5.3.2.6. Ahuellamiento

Es la acumulación gradual de deformación permanente en las capas del pavimento. La expresión que da el número de repeticiones de cargas hasta producir la rotura por ahuellamiento es:

$$N_f = 1.365 \times 10^{-9} (e_v)^{-4.477} \quad (5.18)$$

donde:

N_f = número de repeticiones de carga

e_v = deformación vertical máxima en el extremo superior de la subrasante

Este procedimiento limita la deformación vertical en el extremo superior de la subrasante a un valor que no sobresolicite al suelo, pero no provee ningún diseño para las capas superiores. Por lo tanto las

especificaciones de los materiales deben ser cuidadosamente controladas para asegurar el mínimo de deformaciones.

5.3.3. Características térmicas y de humedad

Las características térmicas de los pavimentos asfálticos no son las mismas que las de los pavimentos de hormigón, por ejemplo no hay alabeos por gradientes de temperatura, pero una reducción de la misma produce fisuras. En climas fríos es común ver fisuras transversales en pavimentos de concreto asfáltico.

5.3.3.1. Desprendimientos y peladuras

Los desprendimientos consisten en la pérdida de agregados de la superficie y las peladuras en la pérdida de asfalto en la superficie. Estos fenómenos indican que hay una adherencia asfalto-agregado insuficiente y traen como consecuencia una reducción del módulo, resistencia a la tracción y capacidad de carga. Hay aditivos que permiten evitar este problema. Consisten en compuestos orgánicos que alteran la química del asfalto-agregado para resistir mejor la penetración de humedad en la interfase. La cal, que puede ser usada como filler, mejora la resistencia a los fenómenos de desprendimientos y peladuras.

5.3.4. Coeficientes estructurales o de capa

Estos coeficientes son una medida de la capacidad relativa de cada capa como componente estructural de un pavimento, aunque directamente no sean un índice de la resistencia del material. No obstante ello, estos coeficientes están correlacionados con distintos parámetros resistentes.

En la Figura 5.10 hay un ábaco, válido para capas de concreto asfáltico, donde estos coeficientes "a" están en función de la estabilidad Marshall, del cohesiómetro de Hveem y del módulo resiliente.

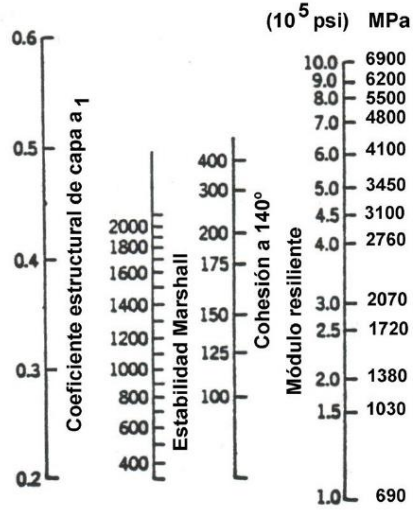


Figura 5.10. Coeficientes estructurales para capas asfálticas relacionados con varios ensayos

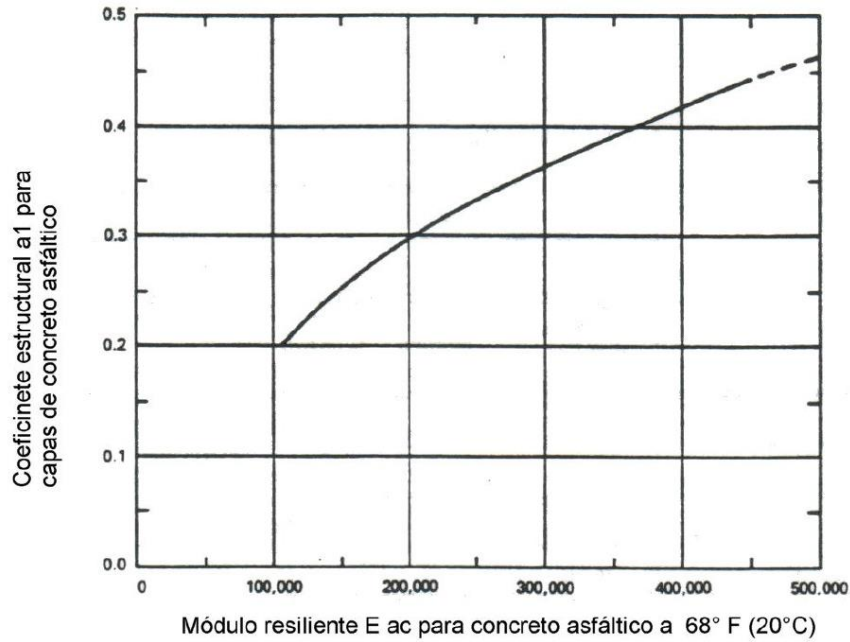


Figura 5.11. Gráfico para determinar el coeficiente estructural de capas asfálticas en función del módulo resiliente

5.4. BASES

Las características de los materiales para base o subbase varían si éstas no son estabilizadas, como las bases granulares, o si están estabilizadas con asfalto o con cemento.

5.4.1. Mezclas de agregados de suelos

Los parámetros de diseño para mezclas de agregados son: resistencia, módulo resiliente y requerimientos de permeabilidad.

5.4.1.1. Resistencia

La estabilidad de una mezcla de agregados depende de su granulometría, densidad relativa, fricción interna y cohesión. Una base granular o una subbase se diseñan para una máxima estabilidad y un alto ángulo de fricción interna. La granulometría y el contacto entre partículas provee la resistencia al corte necesaria. La resistencia de materiales no ligados está expresada en función del CBR, ensayos triaxiales o ensayos R (Hveem).

Tabla 5.2. CBR y requerimientos para subbase

	Máximo CBR de diseño	Tamaño de agregado o máximo	Pasa tamiz		LL	IP
			Valor máximo			
	%	mm	2.0 mm No. 10	0.075 mm No. 200	%	%
Subbase	50	76(3")	50	15	25	5
Subbase	40	76(3")	80	15	25	5
Subbase	30	76(3")	100	15	25	5
S selecc	20	76(3")	---	25	25	12

Tabla 5.3. CBR y requerimientos para base

Base tipo	CBR diseño %
Piedra partida bien graduada	100
Macadam c/agua	100
Macadam seco	100
Bases bituminosas intermedias y superficiales en caliente	100
Roca caliza	80 - 100
Estabilizado granular	80

Para un diseño, el valor de CBR de bases granulares está relacionado con el CBR de las capas inferiores por esta expresión:

$$CBR_{base} = F (CBR_{subbase}) \quad (5.19)$$

$$CBR_{subbase} = F (CBR_{subrasante})$$

Los valores de F se obtienen de la Figura 5.12. Por ejemplo para un módulo resiliente de concreto asfáltico de 400000 psi:

$$\text{Subrasante CBR} = 10\% \quad F = 2.3$$

$$\text{Subbase CBR} = 2.3 \times 10 = 23 \%$$

$$\text{Base CBR} = 2.3 \times 23 = 53 \%$$

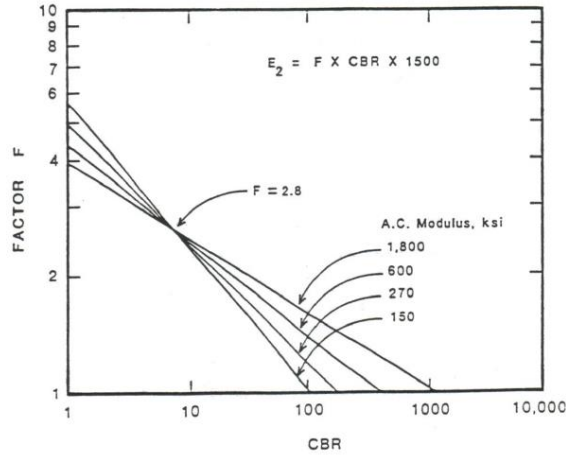


Figura 5.12. Valores de F para diseño de bases y subbases

5.4.1.2. Módulo resiliente

Este parámetro depende de las tensiones aplicadas y responde a la siguiente expresión:

$$M_r = K_1 (\theta_3)^{K_2} \quad (5.20)$$

siendo:

θ_3 = presión de confinamiento = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

K_1, K_2 = coeficientes de regresión

Los valores más comunes de K_1 y K_2 son 9600 y 0.55 respectivamente. Los valores típicos de presión de confinamiento varían entre 34 KPa (5 psi) hasta elevadas presiones de 345 KPa (50 psi), dependiendo del espesor de la capa y de la carga. El valor del módulo resiliente para estas condiciones varía entre 23,625 psi (163 MPa) a 82,550 psi (580 MPa) para las condiciones de baja o alta presión.

El módulo de la base depende del soporte brindado por la subrasante. Con esta expresión se puede calcular un módulo medio:

$$E_{base} = K * E_{subrasante} \quad (5.21)$$

K es un coeficiente que es función de $E_{subrasante}$ indicado en la tabla 5.4.

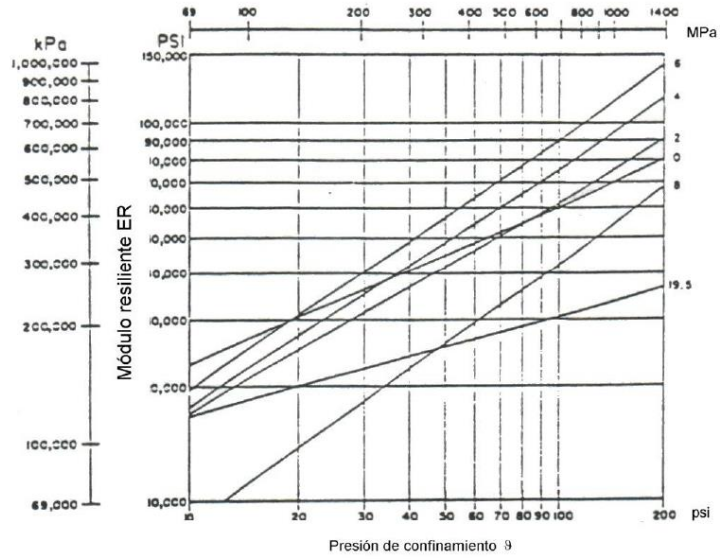


Figura 5.13. Módulo resiliente para bases granulares con más del 5% de finos

Tabla 5.4. Valores de K en función de $E_{\text{subrasante}}$

K	$E_{\text{subrasante}}$ MPa (psi)
3.5 - 4.8	21 (3000)
2.4 - 2.7	41 (6000)
1.8 - 1.9	83 (12000)
1.6 - 1.8	138 (20000)
1.5 - 1.7	207 (30000)

Además el módulo está relacionado con el CBR. En la fig. 5.14 está indicada la relación entre M_r Y CBR

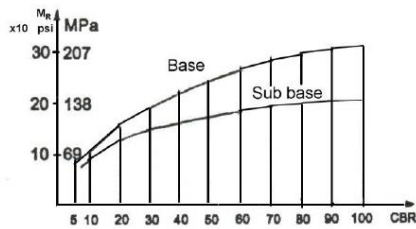


Figura 5.14. Relación entre M_r y CBR para base y subbase

5.4.2. Bases tratadas con cemento

Pueden ser usadas bajo pavimentos de hormigón para proveer buen soporte estructural, resistir o minimizar el bombeo y minimizar los efectos de humedad y ciclos de congelación y deshielo. Este tipo de base puede usarse para pavimentos de concreto asfáltico, pero las fisuras por retracción desarrolladas por las bases tratadas con cemento se pueden reflejar en superficie.

El diseño de una base tratada con cemento se hace en base a requerimientos de resistencia a las cargas de tránsito y a ciclos de congelación y deshielo. Esta última se mide por el porcentaje de pérdida de peso de la muestra luego de 12 ciclos de congelamiento a -8 °C y deshielo por un día. El criterio de resistencia mecánica es expresado como la mínima resistencia a la compresión simple a los 7 días. Esto está dado en función de la granulometría por el ábaco de la Figura 5.15.

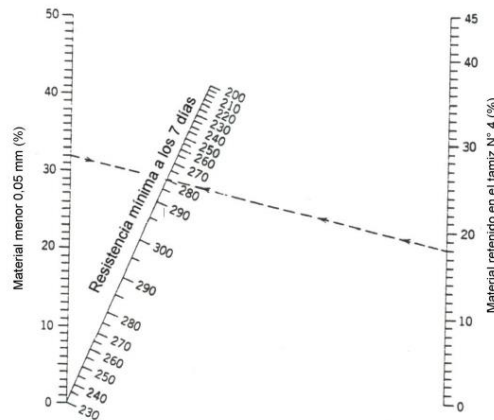


Figura 5.15. Resistencia mínima requerida a la compresión a los 7 días para mezclas de suelo-cemento que contienen material retenido en TN°4

La resistencia a la compresión de las bases tratadas con cemento está asociada por la relación de polvo (Ver Figura 5.16) que es:

$$\frac{\% \text{ pasa TNo. 200}}{\% \text{ pasa TNo. 30}}$$

Estas bases son más rígidas que las bases granulares no tratadas y, en consecuencia, resisten mejor las deformaciones de la losa del pavimento ya que resisten el alabeo térmico, que incluso puede manifestarse en forma de fisuras transversales. Puede, a veces, tener lugar una falla transversal, por lo que es conveniente colocar juntas poco espaciadas y barras pasadoras en pavimentos rígidos sobre bases tratadas con cemento.

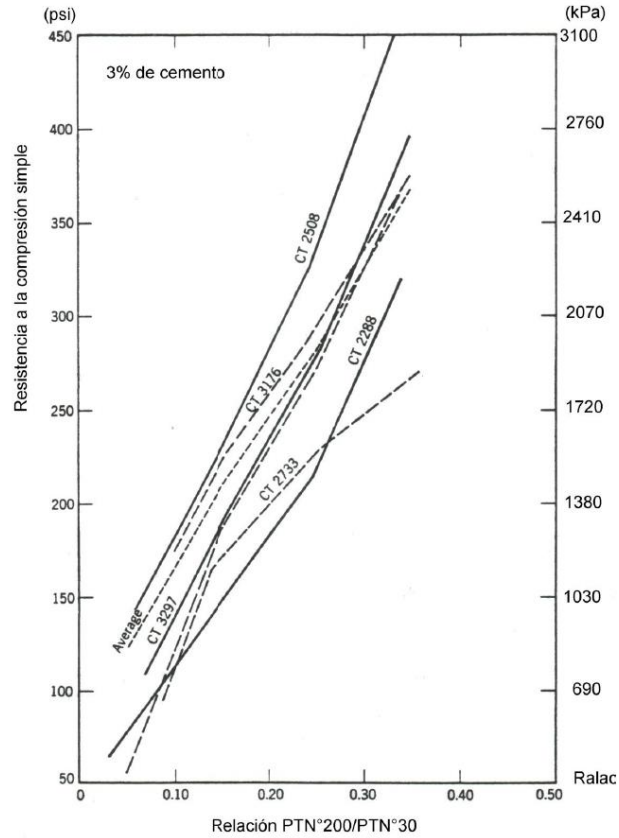


Figura 5.16 Efecto de la relación de polvo en la resistencia a la compresión de varias bases tratadas con cemento

5.4.2.1. Módulo elástico

Este parámetro depende del tipo de suelo, propiedades y contenido de cemento. El módulo elástico de esta mezcla es independiente de la tensión aplicada dado que estos materiales son linealmente elásticos en el rango de cargas usuales. No obstante, el módulo elástico se puede incrementar en el tiempo debido a reacciones puzolánicas. Los valores más usuales para suelo-cemento varían entre 345 y 13,800 MPa, mientras que las bases tratadas con cemento los tienen entre 6,700 y 20,700 MPa.

5.4.3. Bases tratadas con asfalto

Tienen aplicación en todo tipo de pavimentos. Estos materiales se diseñan para incrementar la resistencia estructural, mejorar la resistencia al bombeo y mejorar las condiciones de drenaje. Las bases permeables

tratadas con asfalto dan excelentes propiedades drenantes. Los criterios para diseño de este tipo de materiales son los mismos que para concreto asfáltico.

Cuando se utilizan bajo un pavimento de hormigón se deben hacer las mismas consideraciones que para una base tratada con cemento. La rigidez de la base tratada con asfalto puede incrementar las tensiones de alabeo en la losa, por lo que deben usarse juntas más próximas. Además en casos de erosión de bases tratadas con asfalto puede esperarse escalonamiento en las juntas.

Las bases tratadas con asfalto pueden hacerse con asfaltos emulsionados. El módulo resiliente de este tipo de mezclas está comprendido entre el correspondiente a una base granular y el de un concreto asfáltico, variando entre 550 y 3,450 MPa (80,000 a 500,000 psi). Para estimar el módulo resiliente de estas mezclas se usa esta expresión:

$$\ln(M_R \times 10^3) = 0.04\gamma + 2.46(SF) - 0.015(\text{Pen}) - 1.13 \quad (5.22)$$

donde:

γ = densidad (lb/pie)

SF = fracción de arena (material entre tamiz N°40 y tamiz N°200) en porcentaje

Pen = penetración del asfalto a 25°C (77°F)

Para una mezcla con el 40% de arena (SF=0.4), una densidad $\gamma=2,240$ Kg/m³ (140 pci) y una penetración para el asfalto Pen = 20, el M_R aplicando la fórmula citada es:

$$0.04 \times 140 + 2.46 \times 0.40 - 0.015 \times 20 - 1.13 = 5.154 \quad M_R \times 10^3 = e^{5.154} \text{ resultando : } M_R = 17,300 \text{ psi}$$

5.4.4. Coeficientes estructurales o de capa

Son coeficientes que están relacionados con parámetros resistentes de bases granulares, subbases granulares, bases tratadas con asfalto y bases tratadas con cemento. Conforme a estos coeficientes, se puede proceder al diseño de un paquete estructural para un pavimento flexible.

En las Figuras 5.17, 5.18, 5.19 y 5.20 se muestran ábacos para determinar los coeficientes estructurales para bases granulares, subbases granulares, bases tratadas con cemento y bases tratadas con asfalto, las mismas que han sido extractadas de la Guía AASHTO - 93.

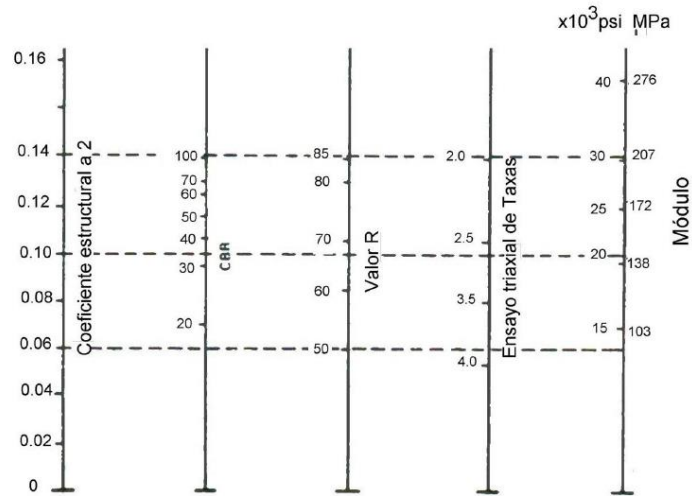


Figura 5.17. Relación entre el coeficiente estructural para base granular y distintos parámetros resistentes.

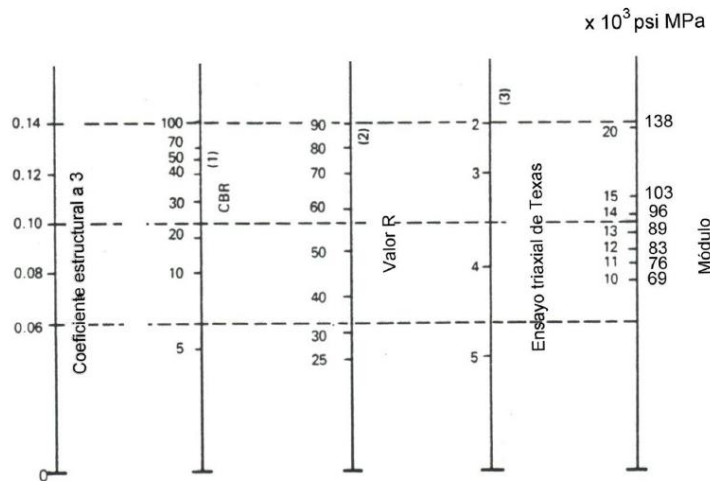


Figura 5.18 Relación entre el coeficiente estructural para subbase granular y distintos parámetros resistentes.

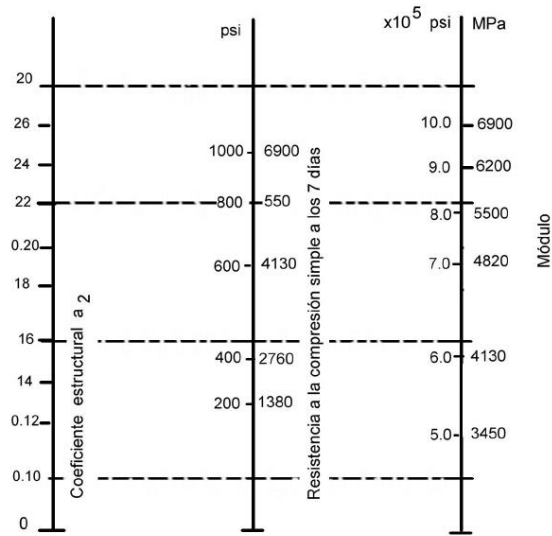


Figura 5.19. Relación entre el coeficiente estructural para base tratada con cemento y distintos parámetros resistentes.

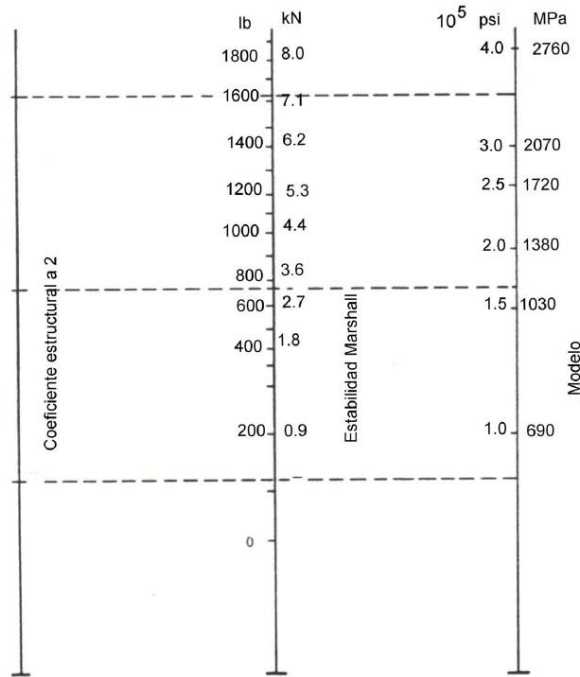


Figura 5.20. Relación entre el coeficiente estructural para base tratada con asfalto y distintos parámetros resistentes

5.4.5. Bases permeables

Son bases con alto grado de permeabilidad (mayor de 305 m/día o 0.35 cm/seg) que permiten que el agua que penetra en el pavimento pueda drenar rápidamente. Estas bases pueden ser tratadas o no tratadas. En el caso de bases tratadas, éstas pueden ser con cemento o con asfalto. El cemento se agrega en una cantidad de 80 a 170 Kg/m³ y el asfalto entre un 2.0 y 2.5% en peso. Las bases tratadas deben tener suficiente ligante como para mantener el material ligado y brindar estabilidad. En ambos casos debe usarse material de filtro como subbase para evitar que esta base drenante se contamine con finos provenientes de la subrasante. Alternativamente se puede usar un geotextil.

El espesor mínimo para bases granulares drenantes es 4" (10 cm). Este espesor debe ser suficiente para permitir que el agua vaya hacia drenes colectores laterales. Esta base permeable se debe extender como mínimo entre 0.30 y 1.00 m afuera del borde del pavimento para proveer una superficie estable para la pavimentadora, aunque normalmente se prefiere extenderla por debajo de la totalidad de las bermas.

Tabla 5.5. Condiciones que debe cumplir una base drenante

Tamiz	No tratada	Tratada				
		Nº 57	California	California	Wisconsin	Nueva Jersey
1.5"	100	100	---	100	---	---
1.0"	95-100	95-100	100	86-100	---	100
3/4"	---	---	90-100	X+/22	90-100	95-100
1/2"	60-80	25-60	35-65	---	---	85-100
3/8"	---	---	20-45	X+/22	20-55	60-90
Nº4	40-55	0-10	0-10	0-18	0-10	15-25
Nº8	5-25	0-5	0-5	0-7	0-5	2-10
Nº10	---	---	---	---	0-5	---
Nº16	0-8	---	---	---	---	2-5
Nº50	0-3	---	---	---	---	---
Nº200	---	0-2	0-2	---	---	---

X=valor propuesto por el contratista

CAPITULO 6

CONCEPTOS DE CONFIABILIDAD

6.1. INTRODUCCIÓN

La variabilidad es uno de los conceptos que más debe tener en cuenta el ingeniero proyectista de pavimentos. Todo está relacionado con la variabilidad en un pavimento: su diseño, construcción, rendimiento, mantenimiento y rehabilitación.

En esta sección se realiza una breve reseña de conceptos estadísticos, con algunos ejemplos para ver cómo la variabilidad afecta el diseño de un pavimento.

6.2. CONCEPTOS BÁSICOS DE VARIABILIDAD

6.2.1. Valor medio, rango, desvío estándar y coeficiente de variación

En el método AASHTO se usan como variables de entrada los módulos resilientes de la subrasante y de las distintas capas que forman el paquete estructural, coeficientes de drenaje, datos de tránsito, etc. que son variables que pueden variar, cada una de ellas, en un amplio rango. Es por esta razón que el ingeniero debe conocer los conceptos estadísticos más elementales para poder manejar estas variables en forma correcta.

La media o valor medio es el promedio aritmético de todas las observaciones medidas. Se lo obtiene sumando los valores de cada una de las observaciones y dividiendo el resultado por el número N de observaciones.

El rango es la diferencia entre el valor más alto de una observación dada y el valor más bajo. Esto proporciona una idea de la exactitud de los datos.

El desvío estándar es una medida del desvío de los datos con respecto al valor medio. Cuanto menor sea el desvío estándar, los datos medidos estarán más próximos al valor medio. Por ejemplo, para la longitud de barras pasadoras en juntas de un pavimento de hormigón es de esperar un desvío estándar muy pequeño, sobre todo si ha habido un buen control en el corte de las barras. Por el contrario, para las máximas temperaturas en un mes es de esperar un gran desvío estándar.

El coeficiente de variación es la relación entre el desvío estándar y el valor medio.

Para fijar mejor los conceptos se usará este ejemplo. Sea una sección de un pavimento de hormigón de 7.3 m de ancho por 305 m de largo, hormigonado el mismo día, de donde se extrajeron 5 probetas para hacer ensayos de compresión simple que arrojaron como resultados:

Muestra	f'_c (MPa)
1	20.86
2	30.95
3	25.07
4	17.93
5	26.93

$$\text{Valor medio } f'_c = \frac{\sum f'_{ci}}{N} = \frac{20.86 + 30.95 + 25.07 + 17.93 + 26.93}{5} = 24.35 \text{ MPa} \quad (6.1)$$

$$\text{Rango } R = f'_{c\text{máx}} - f'_{c\text{min}} = 30.95 - 17.93 = 13.02 \text{ MPa} \quad (6.2.)$$

$$\text{Desvío estándar } SD_{fc} = \frac{\left[\sum (f'_{ci})^2 - (\sum f'_{ci})^2 / N \right]^{0.5}}{N - 1} \quad (6.3)$$

$$SD_{fc} = \frac{\left[20.86^2 + 30.95^2 + 25.07^2 + 17.93^2 + 26.93^2 - \frac{(20.86 + 30.95 + 25.07 + 17.93 + 26.93)^2}{5} \right]^{0.5}}{5 - 1} = 5.10 \text{ MPa}$$

$$\text{Coeficiente de variación } COV_{fc} = \frac{SD}{\text{Media}} = \frac{5.10}{24.35} \times 100 = 21\% \quad (6.4)$$

Si existe un buen control de calidad en el caso de hormigones, el coeficiente de variación será del 10%. Si el control es pobre, este valor puede ser mayor al 20%. Estos coeficientes varían de acuerdo al material y a la variable a analizar. Por ejemplo, los espesores de losa varían muy poco, un 3%.

6.2.2. Muestra versus variación

Es necesario tener en cuenta que la media o el desvío estándar de sólo 5 muestras representan sólo una muestra estimada del verdadero valor medio de la sección del pavimento a estudiar. El valor verdadero de la media y el desvío estándar de la población sólo puede ser obtenido extrayendo muchísimas muestras para ensayar y esto es poco práctico. Podemos concluir que cuanto mayor sea el número de muestras estudiadas de una dada población, mejor serán los resultados.

6.2.3. Distribución de variación

Para el ejemplo antes citado se han graficado en el histograma de Figura 6.1.a los resultados obtenidos. Un histograma con un número tan reducido de muestras (5) no dice nada. En cambio, si se ensayan 100 muestras, el histograma tendrá una distribución como la de la Figura 6.1.b. En este caso ya puede observarse como es la tendencia de la distribución. Por último, si se ensayan muchísimas muestras, su histograma será como el de la Figura 6.1.c. A este tipo de distribución se la llama distribución "normal".

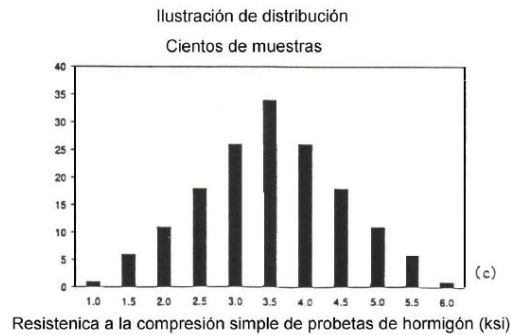
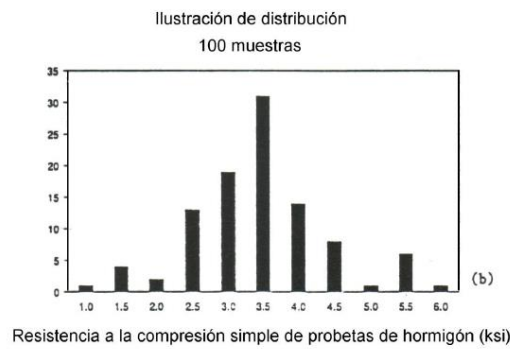
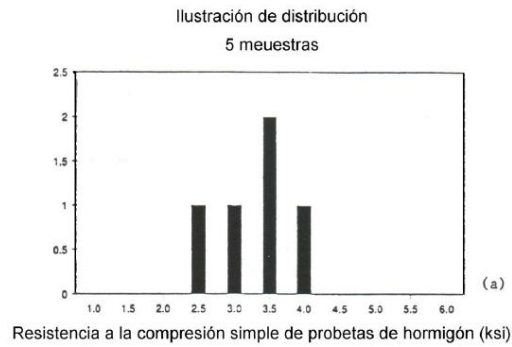


Figura 6.1. Ejemplos de distribuciones estadísticas

La distribución normal es muy útil en trabajos de control de calidad o para estudiar los efectos de la variabilidad en el rendimiento y diseño de pavimentos y otras estructuras. Hay también otro tipo de distribuciones: log normal, gamma, uniforme, beta, etc.

La curva de distribución normal tiene forma de campana, y esta forma depende de dos parámetros, la media y el desvío estándar. A mayor desvío estándar, más aplanada será la curva (mayor rango y mayor coeficiente de variación).

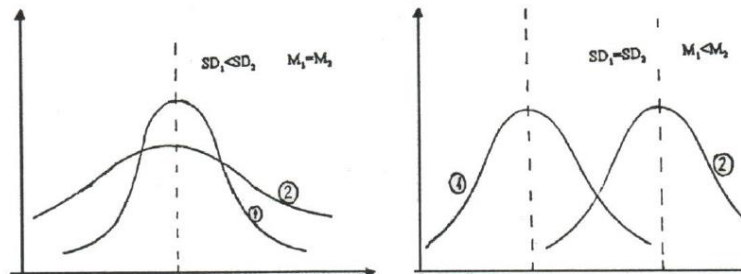


Figura 6.2. Distintos casos de distribuciones normales

En el diseño de pavimentos las distribuciones más usadas son la normal y la log normal.

Las curvas de distribución pueden ser estandarizadas y de esta manera poder conocer por ejemplo la probabilidad de que una variable sea mayor o menor que un valor determinado. En una curva estandarizada el valor medio es 0 y el desvío estándar es 1. El área bajo la curva entre $-\infty$ y $+\infty$ vale 1 y se han hecho tablas que indican el área bajo la curva hasta un valor dado (Ver Tabla 6.1).

En nuestro ejemplo, se nos plantea la necesidad de saber cuál es la probabilidad de que el hormigón tenga una resistencia a la compresión simple menor de 17.24 MPa.

$$\text{El valor } z = \frac{x - \text{MEDIA}}{\text{SD}} = \frac{17.24 - 24.35}{5.10} = -1.39 \quad (6.5)$$

Despreciando el signo negativo y entrando en la Tabla 6.1 para $z = -1.39$ se obtiene un área de 0.9177, que es la probabilidad de que la resistencia sea mayor que 17.24 MPa. La probabilidad de que la resistencia sea menor que este valor es el complemento a 1 (Figura 6.3), o sea:

$$P\left(f'_{C(17.24\text{MPa})}\right) = 1 - 0.9177 = 0.0823 = 8.23\%$$

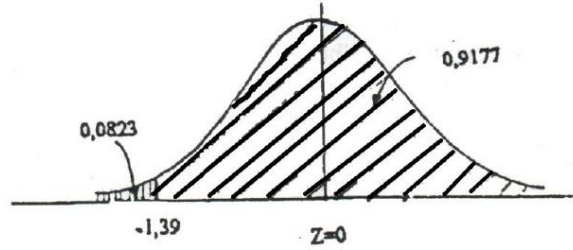


Figura 6.3. Áreas bajo la curva de distribución

Tabla 6.1. Áreas bajo una curva de distribución normal (Ang y Tang 1975)

Z	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9092	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9392	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9678	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9725	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9908	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9946	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.0000	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Veamos otro ejemplo: ¿Cuál es la probabilidad de que una sección de un pavimento soporte 1×10^6 ESALs? Se supone que el número de ESALs para llevar esta sección a una serviciabilidad final $p_f=2.5$ es 3×10^6 . Como se supone que la distribución del número de ejes que hacen fallar el pavimento es log normal, se tiene:

$$z = \frac{\log 1 \times 10^6 - \log 3 \times 10^6}{0.45} = \frac{6 - 6.4771}{0.45} = -1.06 \quad SD = 0.45$$

Para $z = 1.06$ según la Tabla 6.1 la probabilidad de que el pavimento resista más de 1×10^6 ESALs es 0.8554. La probabilidad de que resista menos de 1×10^6 es:

$$P(\text{ESALs} < 1 \times 10^6) = 1 - 0.8554 = 0.1446 = 14.46\%$$

6.3. EJEMPLOS DE VARIABILIDAD

Hay muchas fuentes de variabilidad en el diseño, construcción y comportamiento de pavimentos. He aquí algunos ejemplos:

6.3.1. Variabilidad en el diseño

El proyectista debe tener en cuenta ciertas variables de entrada en el diseño de un pavimento como por ejemplo: cargas de tránsito futuras, condiciones climáticas futuras, propiedades de materiales y propiedades de la subrasante. Los valores reales de estas variables cuando el camino esté en funcionamiento pueden diferir mucho de las consideradas en el diseño.

Por ejemplo, analicemos los valores del ensayo de Valor R (Hveem) tomadas a partir de muestras sacadas del terreno previo a la construcción del camino y los obtenidos de la subrasante luego de la construcción.

Tabla 6.2

Parámetro	Pre construcción	Post construcción
Media	55	65
Rango	13-70	35-75
Desvío estándar	16	9

En este caso los resultados obtenidos post construcción son menores que los tomados para el proyecto. Se trata de un caso favorable, pero no siempre ocurre así y pueden presentarse problemas.

En este otro ejemplo se ha tomado una cuidadosa consideración en la predicción del tránsito futuro. Pero la estimación de este valor tiene un alto grado de incertidumbre como ser: cambios en las distribuciones de ejes, mayor o menor desarrollo económico que el previsto y así el tránsito previsto puede ser mayor o menor que el real, con diferencias muy significativas como se indica en Figura 6.4. Si el tránsito real es mucho mayor que el previsto, la vida útil del pavimento se acortará.

6.3.2. Variabilidad en la construcción

Prácticamente todo lo asociado con la construcción del pavimento implica gran variabilidad e incertidumbre. La variabilidad en los materiales ha sido bien estudiada y comprendida y puede acotarse sin problemas. Pero hay también variación en otros rubros como ser: profundidad de colocación de armaduras (en pavimentos reforzados con acero), soporte de suelo, espesores de las distintas capas. En las Figuras 6.5, 6.6, 6.7 y 6.8 se dan ejemplos concretos.

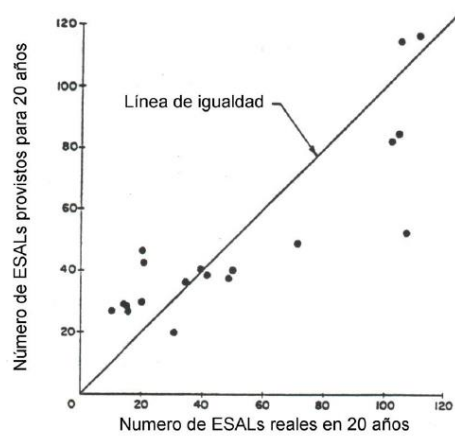


Figura 6.4. Número de ESALs predichos y reales para un período de análisis de 20 años (Darter y Hudson, 1973)

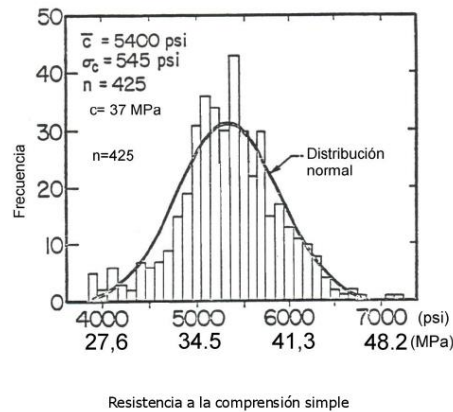


Figura 6.5. Variación de la resistencia a la compresión simple de muestras extraídas de un tramo, de pavimento de hormigón de 150 m (Daner, 1976)

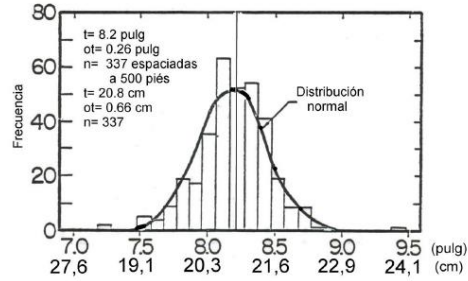


Figura 6.6. Variación del espesor de losa medido en probetas extraídas de un tramo de pavimento de hormigón de 150 m (Darter, 1976)

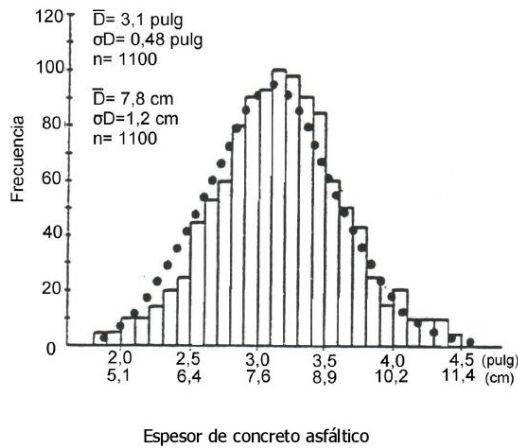


Figura 6.7. Altura de probetas tomadas de un pavimento asfáltico (miden el espesor del mismo) (Darter y Hudson, 1973)

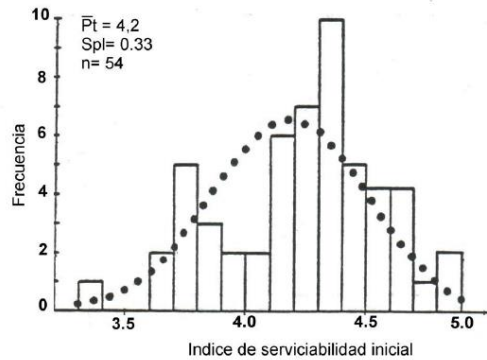


Figura 6.8. Histograma del índice inicial de serviciabilidad para un pavimento flexible nuevo (Darter y Hudson, 1973)

El comportamiento de un pavimento depende de la calidad de la construcción, pero esta calidad es muy difícil de cuantificar. Una manera interesante de observar los efectos de la variabilidad en la construcción y materiales es observar el perfil de deflexiones de un pavimento inmediatamente después de la construcción y a lo largo del tiempo. Esta variación es causada por diferentes factores tales como espesores de capa, propiedad de materiales, propiedades de la subrasante y condiciones de drenaje.

6.3.3. Variabilidad en el comportamiento

Esta variabilidad puede ser considerada así:

- a) Diferencias en el comportamiento a lo largo del pavimento. Si ese pavimento es dividido en secciones muy cortas y el comportamiento de cada una de estas secciones es medido en términos de fisuras, fallas o serviciabilidad, se encontraría una gran variación.
- b) Diferencias en el comportamiento de dos proyectos idénticos próximos entre si ubicados en el mismo camino y construido bajo idénticas especificaciones.

6.3.4. Cómo la variabilidad afecta la bondad de diseño

La bondad del diseño depende en gran medida de la variabilidad asociada con los materiales, clima, tránsito, etc. Como ejemplos se tienen:

- La variación en las propiedades de los materiales a lo largo del pavimento produce como resultado una variación en el desarrollo de fallas y rugosidades en ese pavimento. Las fallas localizadas en zonas débiles dan como resultado una disminución en la vida útil del pavimento.
- La variación de la ubicación de los pasadores en las juntas y profundidad de colocación de armadura da como resultado una variación en el desarrollo de fallas y rugosidad a lo largo del pavimento. Las fallas localizadas producen una disminución en la vida útil del pavimento.

- La variación entre los datos de diseño del pavimento y los reales pueden significar un aumento o disminución de la vida útil del mismo. Por ejemplo, estimaciones de tránsito, clima, materiales, etc.

6.4. CONCEPTO GENERAL DE CONFIABILIDAD DE DISEÑO

6.4.1. Uso del concepto de confiabilidad

Este concepto fue utilizado por primera vez para el diseño de pavimentos flexibles en 1973 en Texas (Texas Highway Department). Los conceptos de confiabilidad fueron desarrollados e incorporados en los procedimientos de diseño AASHTO en 1973 (Kher y Darter) y finalmente fueron adoptados en la guía de diseño AASHTO de 1986.

La confiabilidad en el diseño de un pavimento puede definirse, de acuerdo a Darter y Hudson (1973) como:

Confiabilidad es la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de su vida útil bajo las condiciones (medio ambiente) que tiene lugar en ese lapso.

La incertidumbre siempre ha sido tomada en cuenta a través del uso de coeficientes de seguridad surgidos en base a la experiencia. Cuanto mayores eran las incertidumbres, mayores eran los coeficientes de seguridad.

La aplicación de estos coeficientes de seguridad puede hacer que el pavimento resulte sobre o subdimensionado, dependiendo de las magnitudes de los coeficientes de seguridad y de la sensibilidad de los procedimientos de diseño. Una aproximación realista para encarar la incertidumbre es la que utiliza los coeficientes de seguridad que reflejan el monto de la variabilidad estadística asociada con cada uno de los parámetros en el proceso de diseño.

6.4.2. Definiciones de confiabilidad

Como ejemplo la confiabilidad estructural de una viga simplemente apoyada es:

$$R(\%) = 100P(\text{resistencia} > \text{solicitud}) \quad (6.6)$$

Para un pavimento se tiene:

$$R(\%) = 100 P(N_t > N_T) \quad (6.7)$$

donde:

N_t = número de ESALs de 80 kN que llevan al pavimento a su serviciabilidad final

N_T = número de ESALs de 80 kN previstos que actuarán sobre el pavimento en su período de diseño (vida útil).

La probabilidad de falla de cualquier estructura es:

$$p_f = P(\text{solicitud} > \text{resistencia}) \quad (6.8)$$

Tanto la sollicitación S como la resistencia F son variables probabilísticas, entonces:

$$p_f = P(S > F) = P(d < 0) \quad (6.9)$$

$$d = F - S \quad (6.10)$$

S=sollicitación sobre la estructura
F=resistencia

Como S y F tienen una distribución normal, "d" tendrá también una distribución normal.

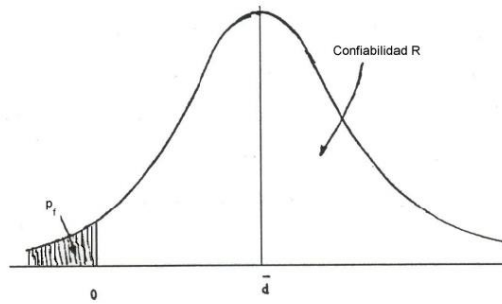


Figura 6.9. Ilustración de los conceptos de probabilidad de falla y de confiabilidad

Si usamos valores medios resulta: $d = F_{med} - S_{med}$ (6.11)

El desvío estándar de d, S_d responde a esta expresión:

$$S_d = (S_s^2 + S_f^2)^{0.5} \quad (6.12)$$

donde:

S_s = desvío estándar de las sollicitaciones
S_f = desvío estándar de las resistencias

$$p_f = P(d < 0) = P(-\infty < d < 0) \quad (6.13)$$

Para calcular p, o R = 1 - p_f se deben usar tablas de distribución normal. Por ejemplo para una losa de 178 mm de espesor (7"):

- S = 2480 KPa, tensión de tracción media en la sección más solicitada
- F = 4760 KPa, resistencia a la tracción por flexión de la losa
- S_s = 330 KPa
- S_f = 720 KPa
- S_d = (330² + 720²)^{0.5} = 792 KPa

Luego, transformando el parámetro "d" para una distribución estandarizada con media nula se tiene:

$$Z = \frac{d - \bar{d}}{S_d} = \frac{0 - \bar{d}}{S_d} = \frac{0 - 2280}{792} = -2,88$$

$$\bar{d} = 4760 - 2480 = 2280$$

El área de la curva hasta -2.88 es $1 - 0.998 = 0.002$ y $p_f = 0.2\%$.

En la Figura 6.10 están las distribuciones normales para la losa de 7" (17.5 cm) y se observa un solape entre las curvas de distribución de resistencia y sollicitación. El área de solape no es la probabilidad de falla, pero sí una función de la misma. La figura muestra también la curva de sollicitación para una losa de 9" (22.5 cm), que como es mucho más resistente, da una probabilidad de falla mucho menor.

Para el caso de un pavimento, las variables a analizar pueden ser el número de repeticiones de ESALs:

$$R(\%) = 100 P(\log N_t > \log N_T) = 100 P((\log N_t - \log N_T) > 0) = 100 P(D > 0) \quad (6.14)$$

$$\text{Siendo: } D = \log(N_t) - \log(N_T) \quad (6.15)$$

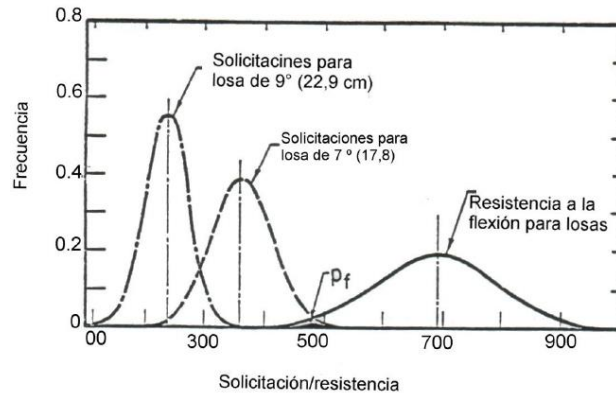


Figura 6.10. Ilustración de la distribución de la resistencia a la flexión y las distribuciones estimadas de las tensiones aplicadas a la losa usando el modelo de carga en el borde de Wester (Darter, 1974)

Como $\log N_t$ y $\log N_T$ tienen distribución normal, D tendrá también distribución normal (Figura 6.11).

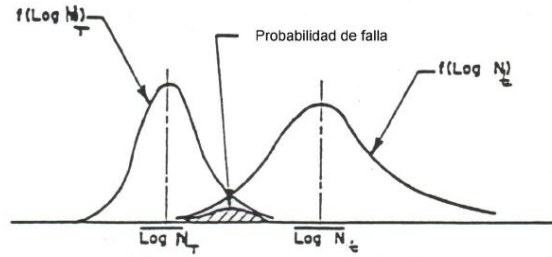


Figura 6.11. Ilustración de la distribución de $\log N_T$ y $\log N_F$ (Darter y Hudson, 1973)

$$D = \overline{\log N_F} - \overline{\log N_T} \quad (6.16)$$

El desvío estándar de D es:

$$SD = \left[(S_{\log N_T})^2 + (S_{\log N_F})^2 \right]^{0.5} \quad (6.17)$$

Pasando a una curva normalizada:

$$Z = \frac{D - \bar{D}}{SD} \quad (6.18)$$

Para $D=0$

$$Z = Z_0 = \frac{-\bar{D}}{SD} \quad (6.19)$$

$$\text{Para } D=\infty \quad Z=Z_\infty=\infty \quad (6.20)$$

La expresión de la confiabilidad es:

$$R(\%) = 100 (Z_0 < Z < Z_\infty) \quad (6.21)$$

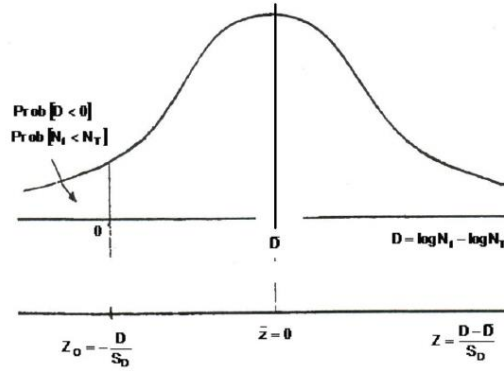


Figura 6.12. Ilustración de la confiabilidad en una curva de distribución normal

6.4.3. Aplicación de la confiabilidad al diseño

El siguiente procedimiento permite diseñar un pavimento para un nivel predeterminado de confiabilidad. La varianza $(SD)^2$ del comportamiento del pavimento y el tránsito estimado en el período de diseño pueden ser determinados para un caso de diseño en particular si se dispone de suficiente información o en caso contrario se pueden usar los valores de la tabla 6.3. Estos valores fueron desarrollados a partir de un análisis de varianza que existía en el AASHTO Road Test y en base a predicciones futuras de tránsito.

Tabla 6.3

Condición de diseño	Desvío Estándar
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito	0.34 (pav. Rígidos)
	0.44 (pav. Flexibles)
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito	0.39 (pav. Rígidos)
	0.49 (pav. Flexibles)

El número de ESALS de diseño para una dada confiabilidad es:

$$\log(\text{ESALS}_{\text{diseño}}) = \log N_t + Z_r SD \quad (6.22)$$

Z_r = valor de Z (área bajo la curva de distribución) correspondiente a la curva estandarizada. Por ejemplo, para $R = 90\%$, $Z_r = 1.28$

SD = desvío estándar, valor obtenido de la tabla 6.3.

Ejemplo:

Sea $N_T = 1 \times 10^6$ $R = 90\%$ $SD = 0.49$

$$\log(\text{ESALs}_{\text{diseño}}) = \log 1 \times 10^6 + 1.28 \times 0.49 = 6.6272$$

$$\text{ESALs}_{\text{diseño}} = 4.238 \times 10^6$$

Esto significa que el pavimento va a diseñarse para 4.238×10^6 ESALs en lugar de los 1×10^6 previstos. La diferencia entre estos valores es un coeficiente de seguridad cuyo propósito es tener en cuenta la incertidumbre y variabilidad en el diseño, construcción y cargas.

Veamos que pasa si bajamos la confiabilidad:

Sea $N_T = 1 \times 10^6$ $R = 70\%$ $Z_R = 0.53$ $SD = 0.49$

$$\log(\text{ESALs}_{\text{diseño}}) = \log 1 \times 10^6 + 0.53 \times 0.49 = 6.2597$$

$$\text{ESALs}_{\text{diseño}} = 1.818 \times 10^6$$

El número de ESALs es menor, con lo cual resultará un pavimento de menor espesor, pero más expuesto a fallas, dado que ahora hay un 30% de probabilidades de que el pavimento se rompa antes de completar su período de diseño.

6.4.4. Selección del nivel de confiabilidad

La selección del nivel apropiado de confiabilidad para el diseño de un pavimento está dictada por el uso esperado de ese pavimento. Un subdimensionado de un pavimento tiene consecuencias más graves para un pavimento en el cual se espera que lleve un gran volumen de tránsito (por ejemplo una autopista urbana) que un pavimento que experimentará un bajo volumen de tránsito. En ambos casos habrá problemas, el pavimento alcanzará los niveles mínimos de serviciabilidad antes de lo previsto y será necesario realizar trabajos de reparaciones. Lo que sí debe quedar claro es que los costos de rehabilitación para el caso de la autopista urbana serán mucho mayores que para el camino rural de bajo tránsito.

Un nivel de confiabilidad alto implica un pavimento más costoso y por lo tanto mayores costos iniciales, pero también pasará más tiempo hasta que ese pavimento necesite una reparación y por ende los costos de mantenimiento serán menores. Por el contrario, un nivel de confiabilidad bajo da pavimentos más económicos, pero con un mayor costo de mantenimiento. En base a lo dicho, hay un nivel de confiabilidad óptimo en el cual la suma de los costos iniciales y de mantenimiento dan un mínimo (Figura 6.13).

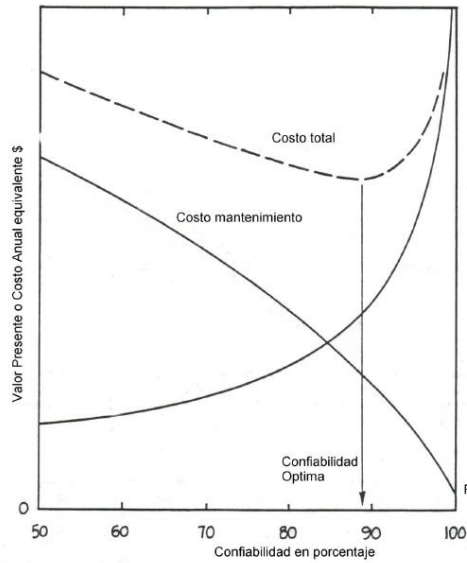


Figura 6.13. La confiabilidad óptima corresponde al costo total mínimo (AASHTO 1993)

En la tabla 6.4 se dan niveles de confiabilidad aconsejados por AASHTO.

Tabla 6.4

Tipo de camino	Confiabilidad recomendada	
	Zona urbana	Zona Rural
Rutas interestatales y autopistas	85-99.9	80-99.9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Aunque la clasificación funcional de caminos es un factor muy importante a tener en cuenta, la confiabilidad a adoptar no está basada sólo en este criterio. En la Guía de Diseño AASHTO, niveles de confiabilidad altos indican que la consecuencia de falla es muy grave. Niveles altos de tránsito traen como consecuencia un más rápido deterioro y también un mayor costo de rehabilitación; es por eso que los niveles de confiabilidad deben tener en cuenta las consecuencias de la falla.

CAPITULO 7

DRENAJE

7.1. INTRODUCCIÓN

La humedad tiene una gran influencia sobre las propiedades de los materiales que constituyen el paquete estructural y sobre el comportamiento de los pavimentos en general. En este capítulo se discutirán los distintos métodos para reducir o eliminar el agua de un pavimento. La presencia del agua juega un papel tan importante que el método AASHTO-86 incorporaba un coeficiente de drenaje en la ecuación de diseño, que afectaba a base y subbase. Antes de explicar el diseño de dispositivos de drenaje, se describen brevemente los conceptos y dispositivos de drenaje.

7.2. CONCEPTOS DE DRENAJE DE PAVIMENTOS

El agua presente en los pavimentos puede provocar estos daños:

- Migración de partículas de suelo, creando problemas de erosión.
- Fallas producidas por un escurrimiento incontrolado que llevan a la saturación, exceso de subpresión o exceso de fuerzas de filtración.
- Ablandamiento de la subrasante cuando ésta se satura y permanece saturada durante un prolongado período.
- Degradación de la calidad del material del pavimento por acción de la humedad, por ejemplo: descascaramiento o peladuras en pavimentos asfálticos y fisuras de durabilidad en pavimentos de hormigón.

7.3. PROBLEMAS DE HUMEDAD EN PAVIMENTOS

En todo buen diseño de pavimentos debe buscarse que la base, subbase y subrasante estén lo más protegidos de la acción del agua. Hay tres formas de considerar el control o la reducción de los problemas causados por el agua:

1. Sellar correctamente el pavimento y no permitir la entrada del agua a las distintas capas. Para ello se debe:
 - Usar materiales apropiados y técnicas especiales para sellado de juntas longitudinales, transversales y fisuras.
 - Diseñar pavimentos con membranas impermeables.
 - Usar capas de rodamiento, bases, subbases y bermas impermeables.
 - Instalar drenes interceptores para evitar la entrada de agua al paquete estructural.
2. Usar materiales que sean insensibles a la humedad y que no provoquen daños relacionados con la humedad. Para ello se debe:

-
- Usar materiales estabilizados para capas granulares (estabilización con cemento o productos bituminosos).
 - Seleccionar materiales granulares con bajo contenido de finos y baja plasticidad que puedan resistir los efectos de la humedad.
3. Proveer un drenaje adecuado para remover efectivamente todo tipo de humedad que pueda entrar en el pavimento antes que se produzcan deterioros. Para ello se debe:
- Diseñar un sistema de drenaje que mantenga el nivel freático por debajo del pavimento o que pueda evacuar fácilmente el agua que eventualmente pueda ingresar en el paquete estructural.
 - Usar bases y subbases permeables, diseñadas no sólo desde el punto de vista estructural, sino también como capas drenantes. Debido a esto, el agua que ingresa al pavimento drena en dirección horizontal para salir del camino, en lugar de continuar hacia abajo, hacia la subrasante.
 - Colocar mantos drenantes debajo de secciones en terraplén.

No siempre se pueden cumplir con las premisas citadas anteriormente, pero un buen diseño debe tratar de reunir la mayor parte de ellas y saberlas complementar bien. Por ejemplo, es imposible el sellado completo de un pavimento, pero un sellado junto a un buen sistema de drenaje hará que el agua que eventualmente pueda infiltrarse salga rápidamente del paquete estructural. Un buen diseño de drenaje debe complementarse con buenas tareas de mantenimiento. También es conveniente darle al pavimento una pendiente transversal de por lo menos el 2%.

7.4. FALLAS INDUCIDAS POR LA HUMEDAD

La infiltración a través de la superficie, niveles freáticos altos, ascenso capilar y aguas provenientes de infiltraciones (comunes en secciones en desmonte con niveles freáticos altos) contribuyen al desarrollo de fallas en los pavimentos. Las fallas en pavimentos flexibles están caracterizadas por excesiva deflexión, fisuración, bajo valor soporte de la subrasante y desintegraciones. Para pavimentos rígidos las fallas son debidas a inestabilidad de la subrasante, bombeo con la consecuente pérdida de soporte y deterioro del hormigón debido a fisuras de durabilidad.

Es un hecho bien conocido que la presencia del agua es muy perjudicial para los pavimentos. Tanto es así que ya los métodos clásicos de diseño consideraban los parámetros resistentes de la subrasante en condición saturada como dato de entrada para el diseño. El agua libre en la interfase subrasante - pavimento es la responsable de muchos problemas. Cedergreen demostró que las cargas dinámicas producen incrementos más importantes de la presión de poros justo en el momento del pasaje de la carga y en consecuencia, hay una reducción notable de la capacidad de carga.

7.5. FUENTES DE HUMEDAD EN PAVIMENTOS

La humedad en la subrasante y en la estructura del pavimento proviene de distintas causas tal como se ve en la Figura 7. 1.

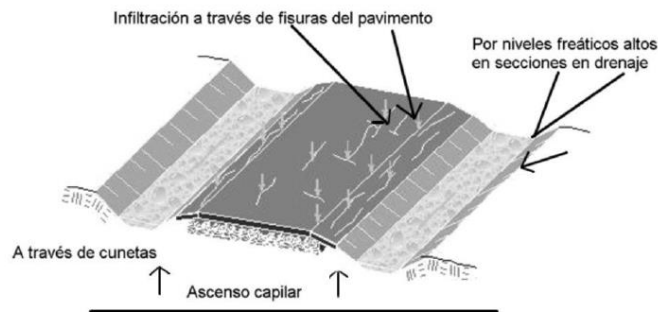


Figura 7.1. Fuentes de humedad en pavimentos

Cedergreen midió la capacidad del agua para infiltrarse a través de pavimentos y encontró que la permeabilidad del pavimento de hormigón considerando juntas y otras áreas de infiltración era de 5.1 mm/hora (1.4×10^{-4} cm/seg) y para pavimentos flexibles, teniendo en cuenta fisuras y otras discontinuidades era de 12.7 mm/hora (3.5×10^{-4} cm/seg).

7.6. PRINCIPIOS BÁSICOS DE UN SISTEMA DE DRENAJE

Hay dos fuentes de agua en lo que concierne al estudio de un sistema de drenaje:

- El agua existente en la zona de saturación a la altura del nivel freático.
- El agua de infiltración que entra en el pavimento escurriendo a través de juntas o fisuras en la superficie del pavimento, a través de vacíos en el pavimento o a través de cunetas laterales al camino.

Dentro de la primera categoría se ubican las lentes de hielo que se forman por congelación, ya que el aporte para formar éstos viene del nivel freático.

En el diseño de un sistema de drenaje se deben considerar estos conceptos:

- Filtración: es el movimiento o flujo de agua a través de un medio poroso permeable.
- Porosidad: es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total.
- Permeabilidad: es la propiedad que tiene un medio para permitir el pasaje del agua. Esta depende del tamaño, forma y extensión de los poros o vacíos interconectados.
- Coeficiente de permeabilidad k : es el volumen de agua que atraviesa una unidad de área en un medio poroso en una unidad de tiempo bajo un gradiente hidráulico unitario. Por ley de Darcy:

$$v = k \cdot i \quad \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad k = \frac{Q/A}{i} \quad (7.1)$$

siendo:

k = coeficiente de permeabilidad

i = gradiente hidráulico

El coeficiente de permeabilidad varía dentro de un rango muy alto y varía también según la dirección en que se escurra el agua.

El movimiento del agua dentro del paquete estructural depende de la permeabilidad de los materiales usados en el mismo y de las pendientes longitudinal y transversal del camino (Figura 7.2).

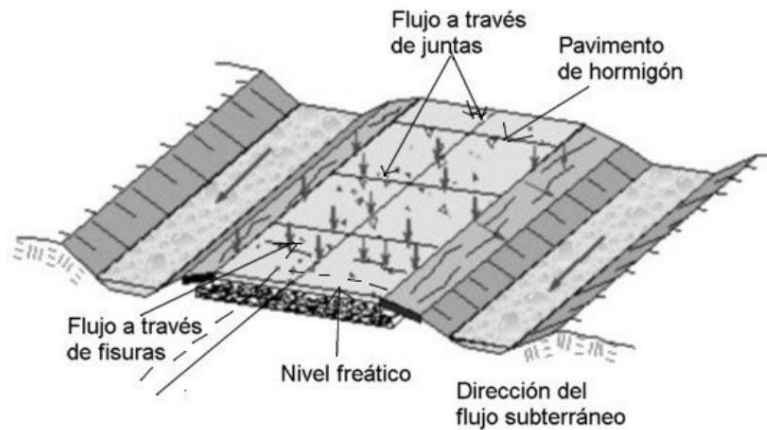


Figura 7.2. Forma en que escurre el agua sobre y bajo un pavimento de hormigón

Un sistema de drenaje subsuperficial debe ser diseñado de acuerdo a estos criterios:

- El pavimento, incluyendo bermas y áreas adyacentes, debe ser diseñado y mantenido tan impermeable como sea posible para minimizar la infiltración de agua de superficie, como de agua por capilaridad o de agua freática.
- Para minimizar los efectos perjudiciales del agua, el sistema de drenaje debe ser diseñado de manera tal que evacue el agua lo más pronto posible.
- El sistema de drenaje debe ser diseñado como un componente estructural del paquete, sin que sus buenas propiedades drenantes impliquen una merma de sus cualidades resistentes.

Codergreen (1962), midió la permeabilidad en pavimentos rígidos y flexibles, determinando valores típicos de: 5.1 mm/h para los primeros y de 12.7 mm/h para los últimos.

7.6.1. Sistemas de drenaje subterráneo de caminos

Un sistema de drenaje subterráneo de caminos puede clasificarse de acuerdo a:

- La fuente de agua subterránea que deben controlar.
- La función que cumplen.
- Su ubicación y geometría.

Estos sistemas pueden cumplir estas funciones:

- Intercepción del escurrimiento proveniente de un desmorte.
- Abatimiento del nivel freático.
- Captación de flujos de otros sistemas de drenaje.

Los sistemas más conocidos son:

- Drenes longitudinales.
- Drenes transversales y horizontales.
- Bases permeables.
- Pozos.

7.6.1.1. Drenes longitudinales

Están ubicados en forma paralela al camino y pueden constar de una cuneta de una profundidad determinada o de un tubo colector perforado y un filtro (Figura 7.3).

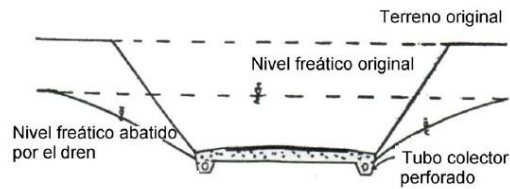


Figura 7.3. Dren longitudinal

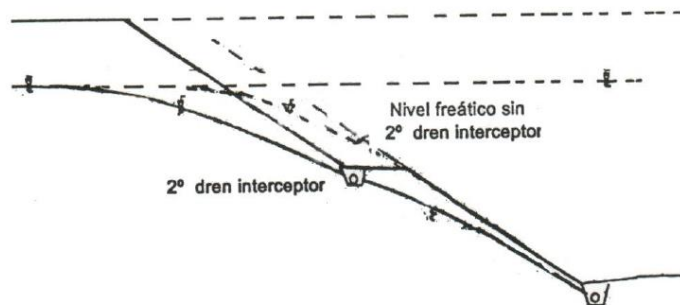


Figura 7.4. Drenes interceptores longitudinales

Cuando se trata de desmontes muy profundos con niveles freáticos originales altos, un dren longitudinal al costado del camino puede no ser suficiente y aparecería agua al pie del talud del desmonte, con todos los problemas que esto causa. En este caso se recomienda colocar a media ladera otro dren interceptor.

7.6.1.2. Drenes transversales y horizontales

Son los drenes que corren en forma transversal al camino. En general forman un ángulo recto con el eje del camino, aunque a veces son oblicuos a éste. Han sido usados en juntas de pavimentos para producir en correspondencia con ellas un buen drenaje de bases y subbases. Esto es muy conveniente de hacer cuando, debido a la relación entre pendientes longitudinales y transversales, el agua tiende a correr paralela al eje del camino. En la Figura 7.5 se ve como los drenes transversales han sido usados junto con una base permeable y un sistema colector de drenes longitudinales que proveen un medio efectivo para evacuar el agua.

También cuando se pasa de sección en terraplén a sección en corte y es de esperar un flujo de agua desde la zona de corte a la de terraplén, se usan drenes transversales interceptores de agua (Figura 7.6).

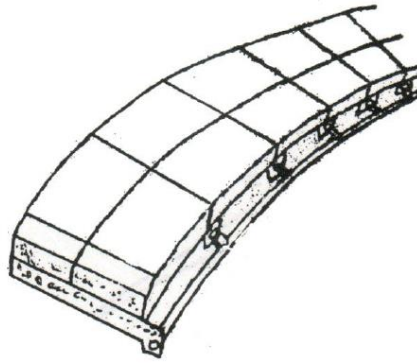


Figura 7.5. Drenes transversales conectados a un dren longitudinal

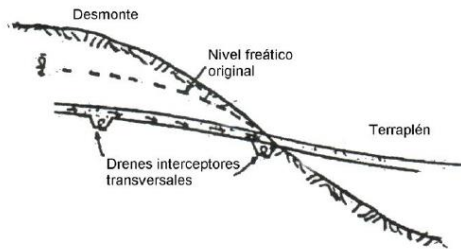


Figura 7.6. Drenes interceptores transversales

7.6.1.3. Bases permeables

Es una capa de pavimento cuyo ancho y longitud (en la dirección del flujo) son mucho mayores que su espesor. Si están correctamente diseñadas controlan eficazmente los problemas de infiltración y escurrimiento de agua.

Una base permeable debe tener un espesor adecuado y estar construida con un material de alto coeficiente de permeabilidad. Debe poseer una salida bien diseñada para las aguas colectadas y en muchos casos deben estar rodeadas con capas de filtro para protegerlas frente al taponamiento de capas vecinas más finas. En la Figura 7.7.a se ve una base permeable conectada a un dren colector longitudinal proyectada para controlar la filtración y el caudal de agua proveniente de una fuente artesiana. En este caso se ha usado un filtro debajo de la base para evitar que la subrasante contamine la base drenante y la tapone.

En la Figura 7.7.b se muestra una base drenante proyectada para captar el agua infiltrada a través del pavimento. En este caso la salida del agua es a la atmósfera y la superficie de la base drenante no tiene ninguna protección. Esto puede provocar que caiga material más fino sobre la misma y tapone la salida del agua anulando el efecto buscado. Se considera mucho mejor diseño el colocar un dren colector como desagüe de la base drenante.

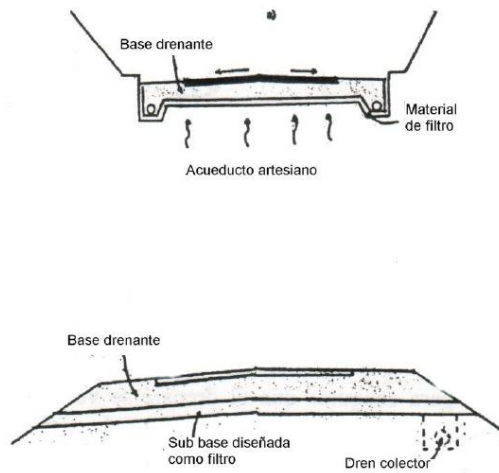


Figura 7.7. Bases permeables

7.6.1.4. Sistema de pozos

Los pozos verticales se usan para controlar el caudal de agua dentro del terreno y aliviar las presiones de poros en taludes cuya estabilidad se encuentre seriamente comprometida. En este caso los pozos deben ser bombeados para abatir el nivel freático durante la construcción o simplemente permitir el flujo para

aliviar presiones artesianas. A veces tienen algún sistema colector que permite su drenaje libre hacia lugares más bajos. En este caso están combinados con túneles, drenes horizontales, etc. (Figura 7.8).

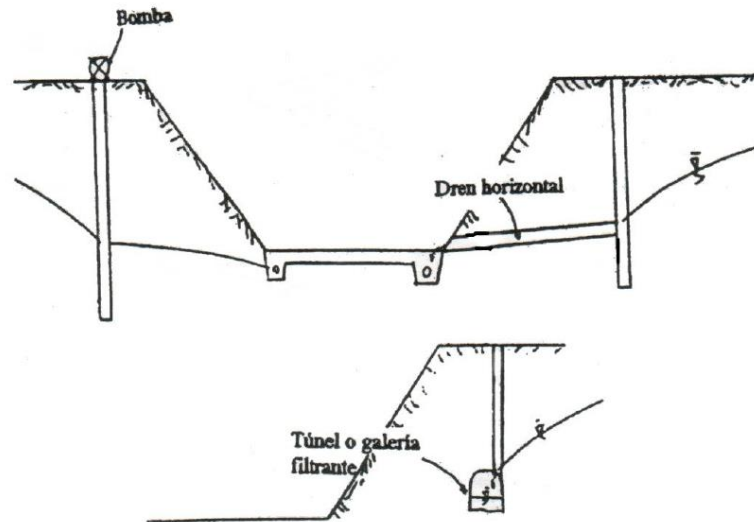


Figura 7.8. Sistema de pozos

7.6.2. Material para drenaje

En todo diseño de un sistema de drenaje, los materiales deben ser seleccionados cuidadosamente para asegurar que el drenaje se vea favorecido. Todos los componentes de un sistema de drenaje deben funcionar en armonía para que cumplan con los objetivos propuestos en el diseño. Los componentes son aquellos que interceptan el agua, los que la colectan a un punto determinado y los que la evacúan del paquete estructural.

7.6.2.1. Tubos colectores

Pueden estar hechos de varios materiales:

Cerámico; Hormigón; Plástico con fibra bituminosa; Metal corrugado; Polietileno corrugado; PVC.

Las longitudes son muy variables, 0.3 a 0.9 m para cerámicos. En este caso pueden ir no perforados y el agua se capta a través de las juntas abiertas. Los de hormigón normalmente son de 1 m de longitud. Los metálicos y de fibras son de 2.5 m o más. Los de plástico corrugado vienen en longitudes de 60 a 90 m. Los diámetros más comunes usados en la práctica son de 10 a 15 cm (4" y 6").

7.6.2.2. Materiales de filtro

Cuando se usan materiales de granulometría muy abierta para drenes transversales, longitudinales, bases permeables y pozos de drenaje, se hace necesario el empleo de materiales de filtro. Sus funciones son:

- Prevenir el movimiento de partículas de suelo que pueden migrar y taponar el dren.
- Proveer material en las vecindades de los vacíos del dren que sea más permeable que el suelo circundante.
- Proveer un buen apoyo para el dren.
- Estabilizar el suelo sobre el que apoya el dren.

En el caso de tener tuberías de drenaje, el material circundante debe cumplir determinadas condiciones granulométricas con respecto a las aperturas de los tubos. Estos son:

Para tuberías con ranuras rectangulares:

$$\frac{D_{85}^F}{B} > 1.2 \quad (7.2)$$

Siendo:

D_{85}^F = diámetro equivalente a "pasa 85%" para el filtro
 B = ancho de la ranura

Para tuberías con orificios circulares:

$$\frac{D_{85}^F}{D} > 1.0 \quad (7.3)$$

D = diámetro del orificio

De acuerdo a Cedergreen, el Bureau of Reclamation aconseja:

$$\frac{D_{85}^E}{\text{Max}_{\text{tubo}} \text{apertura}} > 2 \quad (7.4)$$

7.6.2.3. Filtros de transición

Se colocan para evitar la colmatación de finos de una capa drenante y para asegurar una buena permeabilidad en el filtro. Para cumplir estas condiciones la granulometría de ambas capas debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{D_{15}^F}{D_{85}^M} \leq 5 \quad \text{para evitar arrastres de finos} \quad (7.5)$$

Según Terzaghi:

$$\frac{D_{15}^F}{D_{15}^M} \geq 5 \quad \text{para asegurar una buena permeabilidad en el filtro} \quad (7.6)$$

Esto puede expresarse también así:

$$5D_{15}^M < D_{15}^F < 5D_{85}^M \quad (7.7)$$

F se refiere a la capa de filtro

M se refiere a la capa situada antes del filtro

Además se busca que ambas curvas granulométricas sean lo más paralelas posibles. Esto se logra haciendo cumplir esta ley:

$$\frac{D_{50}^F}{D_{50}^M} < 25 \quad \text{según el US Corp of Engineers} \quad (7.8)$$

Estas ecuaciones se aplican al filtro y capa de transición, en este caso "F" corresponde al filtro y "M" a la capa de transición. Cuando se aplican a la capa de transición y al terreno natural, "F" corresponde a la capa de transición y "M" al terreno natural.

Adicionalmente, la FHWA recomienda que el porcentaje de finos no exceda del 12%.

7.6.2.4. Filtros de textiles

Se usan cuando es difícil conseguir materiales de granulometría adecuada para construir las capas de transición. En este caso se emplean membranas artificiales que tienen aberturas que cumplen las mismas propiedades hidráulicas que las capas de transición. Las más comunes son los geotextiles formados por fibras no tejidas, que últimamente están tomando mucho auge. En este caso se habla del AOS (apparent opening size o tamaño de apertura aparente) que es el tamaño de poros que supera al 95% del tamaño de los poros del geotextil. Este tamaño se lo llama también P_{95} . Las condiciones granulométricas a cumplir son:

$$P_{95} < BD_{85}^M \quad (7.9)$$

M se refiere al suelo natural, si éste tiene PT N° 200 < 50%

Cuando $C_u < 2$ ó $C_u > 8$ $B = 1$ siendo $C_u = D_{60}/D_{10}$

Cuando $2 < C_u < 4$ $B = 0.5 C_u$

Cuando $4 < C_u < 8$ $B = 8/C_u$ (7.10)

Si el material tiene PT N°200 > 50% $B = 1.8$

Además: $P_{95} > 3D_{15}^M$ para evitar el taponamiento del geotextil (7.11)

Con respecto al material de filtro se debe cumplir sólo esta condición de Terzaghi:

$$\frac{D_{15}^F}{P_{15}} > 5 \quad (7.12)$$

dado que el geotextil no puede sufrir erosión.

7.6.3. Consideraciones de drenaje en el diseño de pavimentos según AASHTO

Un buen drenaje aumenta la capacidad portante de la subrasante (el módulo resiliente aumenta cuando baja el contenido de humedad), mejorando la calidad del camino y permitiendo el uso de capas más delgadas.

En la tabla 7.1 se indican los tiempos de drenaje recomendados por AASHTO. Estas recomendaciones están basadas en el tiempo requerido para drenar la capa de base hasta un grado de saturación del 50%. Sin embargo, el criterio del 85% de saturación reduce en forma significativa el tiempo real usado para seleccionar la calidad del drenaje.

Tabla 7.1

Calidad de drenaje	50% de saturación en:	85% de saturación en:
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	Más de 10 horas
Muy pobre	El agua no drena	Mucho más de 10 horas

Esta calidad de drenaje se expresa en la fórmula del dimensionamiento (Número estructural) a través de unos coeficientes de drenaje m_i que afectan a las capas no ligadas (Tabla 7.2)

Tabla 7.2. Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles

Calidad de drenaje	% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>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

Para el diseño de pavimentos rígidos se usan los coeficientes de drenaje C_d que ajustan la ecuación de diseño que considera la resistencia de la losa, las tensiones y condiciones de soporte (Tabla 7.3).

Tabla 7.3. Coeficiente de drenaje para pavimentos rígidos

Calidad de drenaje	% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Bueno	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Regular	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Pobre	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Muy pobre	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

Para elegir alguno de los coeficientes presentes en estas tablas se deben seguir estos pasos:

1. Calcular el tiempo de drenaje de cada capa no ligada para pavimentos flexibles o de la base combinada con subrasante para los rígidos.
2. Seleccionar una calidad de drenaje en función del tiempo de drenaje calculado.
3. Estimar el tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.
4. Con la calidad de drenaje y el porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación, se elige el coeficiente de drenaje m_i o C_d según el caso.

7.6.3.1. Tiempo de drenaje

Hay dos maneras para determinar el tiempo de drenaje para una capa de un pavimento. Estas son: el método del tiempo para drenar (time to drain) y el del estado de flujo constante (steady state flow). En esta última se consideran las fuentes de ingreso y egreso, las mismas son cuantificadas y la base permeable se dimensiona para conducir los caudales de diseño. En el método del tiempo para drenar se considera solamente el agua que infiltra.

7.6.3.2. Ecuaciones del tiempo para drenar

Se considera que el agua proveniente de una lluvia se infiltra a través de la superficie del pavimento hasta que la base se satura completamente. A partir de este momento no entra más agua dentro de la estructura del pavimento y la que cae simplemente escurre sobre su superficie. El proyectista debe diseñar la capa de base teniendo en cuenta que una vez que cesa la lluvia, la base permeable drenará rápidamente para evitar daños.

El tiempo considerado adecuado para remover el agua depende del daño admisible y de las condiciones climáticas del lugar. Por ejemplo, en zonas de congelamiento, los pavimentos deben ser drenados en media o en una hora para minimizar el efecto a largo plazo de la presencia de humedad. Como comparación, una estructura de pavimento sin un drenaje efectivo requiere para drenar de 20 a 50 horas.

Los datos de entrada (Figura 7.9) para este análisis en lo que respecta a la geometría de la base permeable son: Pendiente longitudinal S ; Pendiente transversal S_x ; Espesor de capa drenante H y Ancho de base permeable W .

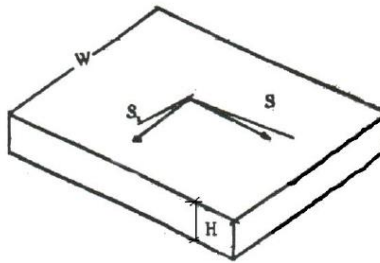


Figura 7.9. Parámetros geométricos a considerar en el tiempo de drenaje

$$\text{Longitud resultante de la base: } L_R = W \left[\left(\frac{S}{S_x} \right)^2 + 1 \right]^{0.5} \quad (7.13)$$

$$\text{Pendiente resultante de la base: } S_R = \left(S^2 + S_x^2 \right)^{0.5} \quad (7.14)$$

$$\text{Factor de pendiente: } S_T = \frac{L_R S_R}{H} \quad (7.15)$$

En lo que respecta a las propiedades del material a usar en la base drenante se debe conocer el porcentaje y tipo de finos.

Si son inertes, el IP debe ser menor del 1 %

Si son limosos, el IP es mayor del 1%, pero por debajo de la línea "A" del gráfico de plasticidades.

Si son arcillosos, el IP es alto, y se encuentran sobre la línea "A".

- D_{10}
- Densidad seca
- Gravedad específica de los sólidos $G_s = W_s / V_s$ (7.16)

Los cálculos a realizar para cuantificar las propiedades drenantes del pavimento son:

1. Suponer V_t (volumen total) = 1
2. Calcular $V_s = W_s / G_s$
3. Calcular V_v (volumen de vacíos) = $V_t - V_s = N_{em\acute{a}x}$ (volumen de agua que llena complemente los vacíos del material).

4. Con la tabla 7.4 se selecciona la pérdida de agua C:

Tabla 7.4. Cantidad de agua que puede drenar por gravedad

Material predominante	Cantidad de finos								
	<2.5 %			5%			10%		
	Tipo de finos			Tipo de finos			Tipo de finos		
	Filler	Limo	Arcilla	Filler	Limo	Arcilla	Filler	Limo	Arcilla
grava	70	60	40	60	40	20	40	30	10
arena	57	50	35	50	35	15	25	18	8

5. Calcular la porosidad efectiva: $N_e = N_{em\acute{a}x} C / 100$ (7.17)

La porosidad efectiva es un concepto muy importante, es la relación entre el volumen de agua que drena de un material bajo la acción de la gravedad y el volumen total de ese material. Es una medida de la cantidad de agua que puede ser drenada de un suelo.

6. Calcular m: $m = N_e L_R^2 / H k$ (7.18)

La permeabilidad k se puede determinar con el ábaco de la Figura 7.10. El tiempo de drenaje y los niveles de saturación se determinan de esta manera:

7. De la Figura 7.11 se selecciona un factor de tiempo T, función de S, y de los grados de drenaje U.

8. Se calcula el tiempo de drenaje t en horas:

$$t = T m 24 \quad (7.19)$$

9. Se computa el agua drenada durante cada período de tiempo multiplicando la porosidad efectiva N_e por U.

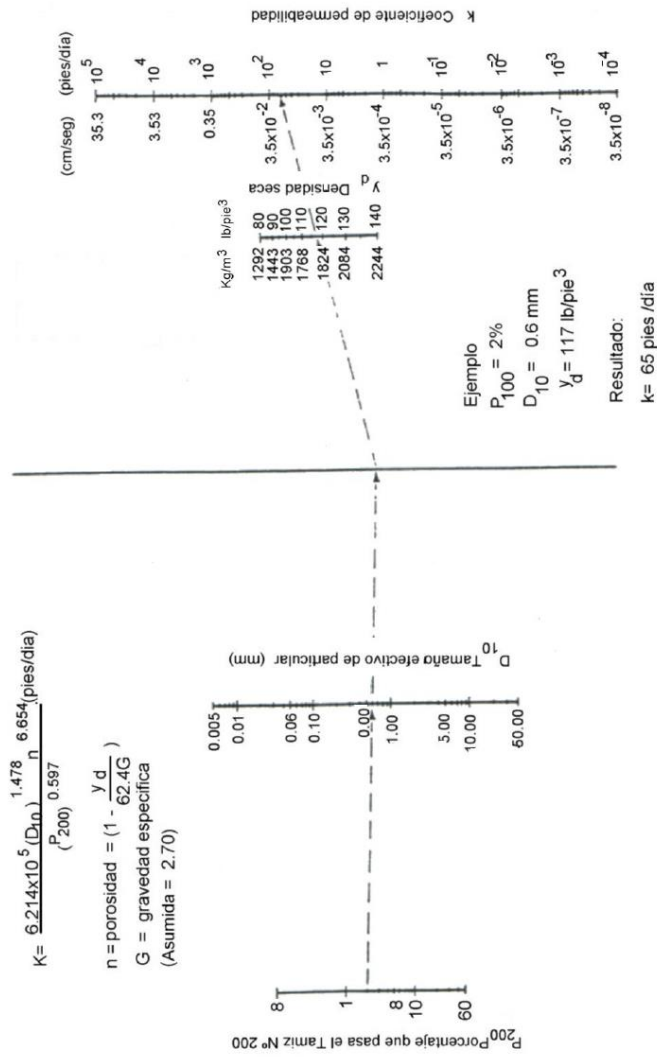


Figura 7.10. Ábaco Para estimar la permeabilidad

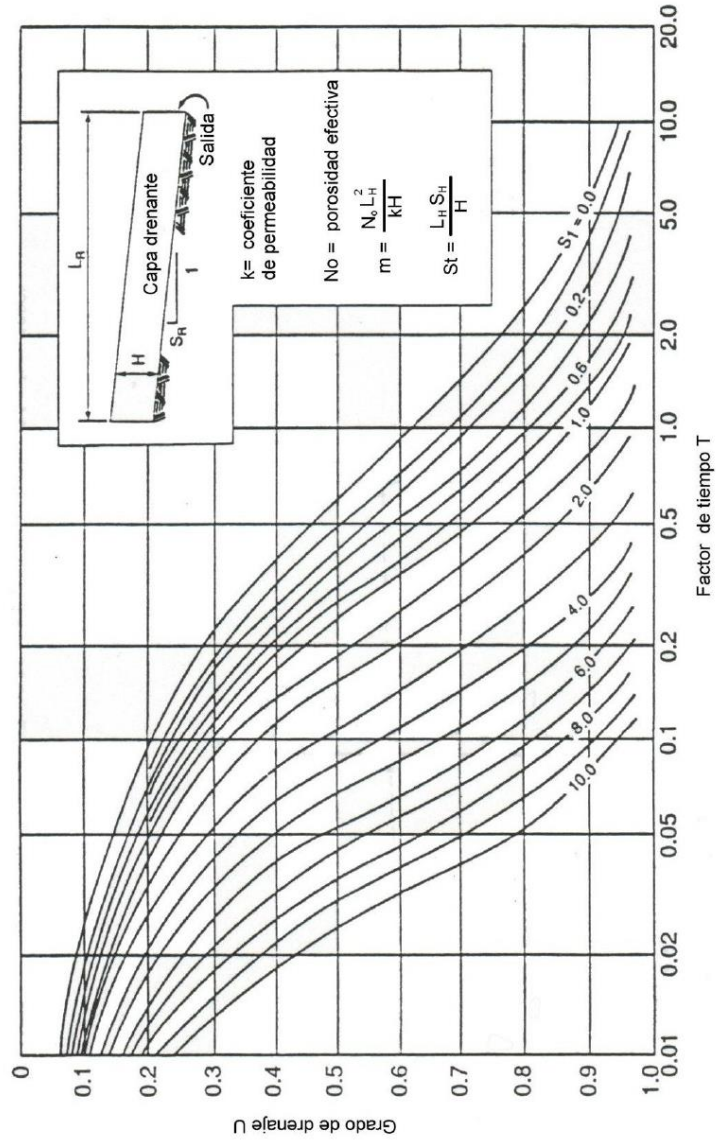


Figura 7.11. Factores de tiempo para drenaje de capas saturadas

10. Para cada periodo de tiempo, se debe computar la cantidad de agua remanente en la muestra sustrayendo el agua drenada durante cada período ($N_e * U$) del volumen de agua que llenaría completamente los vacíos de la capa drenante (V_v).

11. Determinar el nivel de saturación (%) de la capa drenante en cada intervalo de tiempo haciendo:

$$(V_v - N_e U) / N_{e\text{máx}} * 100 \quad (7.20)$$

A continuación se muestra una planilla para hacer los cálculos indicados:

Sección del pavimento	Tipo de finos
Porcentaje de finos	γ_d (pcf o Kg/m^3)
D_{10} (mm)	k (pies/día ó cm/seg)
$G_s W$	(pies ó m)
H (pies o m)	S_x (pies/pies ó m/m)
S (pies/pies o m/m)	$S_R = (S^2 + S_x^2)^{0.5}$
$L_e = W((S/S_x)^2 + 1)^{0.5}$	$m = N_e L_R / H k$
$S_1 = L_R S_R / H$	
$V_t = 1.0 \text{ cm}^3$	
$W_s = \gamma_d / 62.5$ ó γ_d	
$V_s = W_s / G_s$	
$V_v = 1.0 - V_s$	
C (%)	
$N_e = < N_{e\text{máx}} C / 100$	

U	T	t días = T m	t horas = T m 24	$N_e U$	$V_w = V_v N_e U$	$S = V_w / V_v 100$
0.1						
0.2						
0.3						
0.4						
0.5						
0.6						
0.7						
0.8						
0.9						

Los valores de t en horas y el porcentaje de saturación se grafican para determinar la capacidad de la base como elemento drenante. De acuerdo a la clasificación podrá ser "aceptable", "marginal" o "inaceptable" (Figura 7.12).

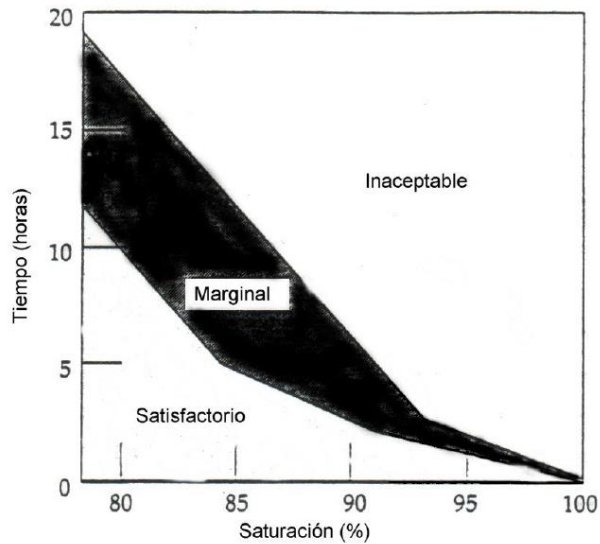


Figura 7.12. Criterio de drenaje para capas granulares

7.6.3.3. Método del caudal constante

En este método se supone que hay un caudal uniforme de filtración y que el sistema de drenaje puede ser diseñado para drenar esa agua. Uno de los mayores defectos de este método es la dificultad para determinar los caudales de entrada y salida. Una aproximación rigurosa debería considerar todas las fuentes de agua en el pavimento. Así se tiene:

$$q_n = q_i + q_g + q_a + q_m - q_v \quad (7.21)$$

donde:

- q_n = caudal neto de entrada
- q_i = caudal de infiltración
- q_g = caudal de entrada por gravedad
- q_a = caudal de entrada por flujo artesiano
- q_m = caudal por derretimiento de hielo
- q_v = caudal de salida por flujo vertical

El libro "Highway Subdrainage Manual (Moulton- 1980) es una buena guía para consultar en lo que respecta al uso de esta ecuación.

7.6.4. Porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación

En el cálculo del porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación debe excluirse el período de tiempo en el año en el cual el pavimento está congelado. El tiempo durante la estación seca del año también debe ser eliminado, dado que una eventual lluvia durante este período sólo incrementa un poco el contenido de humedad de un suelo seco y no provoca saturación. El índice de Thomthwaite puede ser una ayuda para determinar los niveles de humedad; los valores negativos indican largos períodos secos, mientras que valores positivos indican períodos secos cortos.

El período de deshielo de primavera comprende parte del tiempo próximo a la saturación para pavimentos construidos en áreas húmedas y frías. El número de días de lluvia puede obtenerse de datos meteorológicos y el porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación es:

$$P = \frac{(S + R)}{365} 100 \quad (7.22)$$

donde:

P = porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación

S = días de deshielo de primavera

R = días con lluvia si el pavimento puede drenar hasta el 85% del grado de saturación en 24 horas o menos. Si el tiempo de drenaje excede 24 horas, deben usarse los días de lluvia multiplicados por el tiempo de drenaje en días.

7.6.5. Ejemplo

Se trata de un camino de cuatro carriles con separador central. El pavimento es de hormigón simple con juntas transversales separadas 4.9 m (15 pies). La subrasante es un suelo A-6 (19). La profundidad de nivel freático oscila entre 1.2 a 1.8 m (4 a 6 pies) y estacionalmente puede llegar al nivel de camino. Las características granulométricas de las capas están en esta tabla:

Tamiz	% que pasa		
	Subrasante	filtro	Base permeable
1 ½"	100	100	100
1"	100	98	94
¾"	100	95	87
½"	100	90	78
Nº4	100	72	44
Nº40	77	25	25
Nº200	32	7	5

Además:

Pendiente resultante:	$S_R = 0.02\text{mm/rn}$
Longitud resultante:	$L_R = 7.3\text{m (20 pies)}$
Espesor de base:	$H = 152\text{mm (6")}$
Porosidad efectiva:	$N_e = 0.25$
Coefficiente de permeabilidad:	$k = 610 \text{ m/día (2000pies/día)}$
Volumen de vacíos:	$V_v = 0.30$

En base a esta información calcular:

1. El tiempo de drenaje para el material de la base
2. Estimar el tiempo en que esta base estará saturada.
3. Determinar el coeficiente de drenaje para un pavimento rígido.
4. Examinar el diseño del filtro.

En primer lugar se determina el factor de pendiente S_1 :

$$S_1 = \frac{L_R S_R}{H} = \frac{7.3 * 0.02}{0.152} = 0.96$$

Con este S_1 , factor de tiempo T_{50} es 0.245 (Figura 7.13).

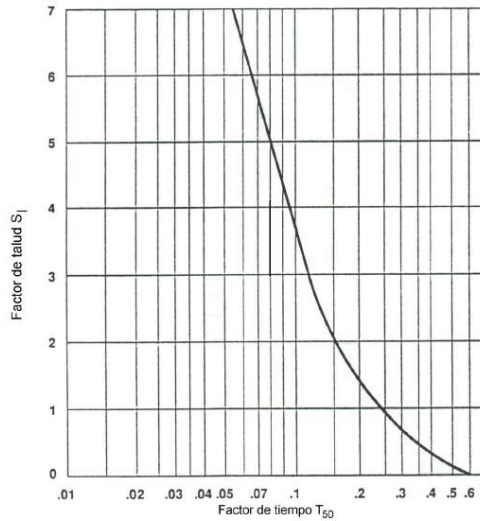


Figura 7.13 Factor de tiempo para un drenaje del 50%

$$\text{Luego se calcula } m = \frac{N_e L_R^2}{H k} = \frac{0.25 \cdot 7.3^2}{0.152 \cdot 610} = 0.144$$

El tiempo para drenar esta capa es:

$$t = T \times m \times 24 = 0.245 \times 0.144 \times 24 = 0.85 \text{ horas}$$

Suponiendo que hay 19 días de deshielo en primavera y 22 días con lluvia, el tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación es:

$$P = \frac{(S + R) 100}{365} = \frac{(19 + 22) \cdot 100}{365} = 11.2\%$$

Como el tiempo para drenar es 0.85 horas y la calidad del drenaje es excelente, se debe usar un coeficiente de drenaje para un P= 11% igual a $C_d=1.13$.

Se hace también una verificación de la granulometría de los materiales en lo que concierne a condiciones de filtro:

$$\frac{D_{15}^{\text{capa de transición}}}{D_{85}^{\text{subrasante}}} = \frac{D_{15}^F}{D_{85}^M} = \frac{0.18}{0.70} = 0.25 < 5$$

$$\frac{D_{50}^{\text{capa de transición}}}{D_{50}^{\text{subrasante}}} = \frac{D_{50}^F}{D_{50}^M} = \frac{1.60}{0.15} = 10.7 < 25$$

$$\frac{D_{15}^{\text{base}}}{D_{15}^{\text{capa de transición}}} = \frac{D_{15}^F}{D_{85}^M} = \frac{2.50}{9.00} = 0.30 < 5$$

$$\frac{D_{50}^{\text{base}}}{D_{50}^{\text{capa de transición}}} = \frac{D_{50}^F}{D_{50}^M} = \frac{6.00}{1.60} = 3.75 < 25$$

Como puede verse, el filtro es adecuado.

7.7. FHWA TECHNICAL PAPER 90-01. DRENAJE DE PAVIMENTOS

El objetivo de esta guía es considerar el análisis de drenaje en el diseño de pavimentos a los efectos de eliminar la posibilidad de una reducción de la vida útil de los mismos por efecto del agua que puede presentarse en el paquete estructural. En todos los casos donde sean de preverse problemas de

humedad deben diseñarse dispositivos de drenaje que consistirán en una base drenante, drenes colectores longitudinales y filtros de transición hechos con material granular o geotextiles.

7.7.1. Coeficientes de drenaje AASHTO

Aparecen en la versión 86 del método de diseño. Estos coeficientes son mayores, iguales o menores que 1, dependiendo de la bondad de las capas de drenaje estructurales de menor espesor. Si el drenaje no es bueno, el coeficiente será menor que 1 y obligará a hacer un paquete estructural de mayor espesor para resistir iguales condiciones de tránsito. Es necesario aclarar que ese paquete de mayor espesor no es un sustituto de un buen drenaje.

7.7.2. Análisis de drenaje

En un análisis de drenaje se deben estudiar las granulometrías y permeabilidades de los distintos materiales presentes en el proyecto. La permeabilidad puede determinarse in situ o en laboratorio.

También debe calcularse la capacidad de los drenes longitudinales. Por ejemplo para una base permeable, una zanja drenante envuelta con geotextiles con una tubería de 4" (10 cm) de diámetro es un buen dispositivo de drenaje. En general, los drenes deben diseñarse para drenar el agua dentro de las 2 horas desde la terminación de la lluvia. En un buen sistema de drenaje, la capacidad drenante tiene que ir aumentando desde el material aguas arriba hacia aguas abajo.

En lo que respecta al geotextil usado como filtro en capas drenantes se debe cumplir:

- Retención de suelo
- Permeabilidad
- Potencial de taponamiento
- Composición química
- Condiciones de puesta en obra y de durabilidad

Las bases permeables son un medio excelente para permitir la rápida remoción del agua de la estructura de un pavimento antes de que el agua lo dañe. Pueden estar hechas con materiales estabilizados o no. En una buena base drenante, el agua libre no debe permanecer más de 2 horas desde el final de la precipitación.

En la figura 7.14 se ven diferentes secciones transversales de bases permeables.

Es conveniente prever un sistema de drenes colectores longitudinales cuyo diámetro y orificios serán función de la granulometría de la base. No conviene proyectar la base drenante para que drene directamente a la atmósfera.

Los agregados que forman una base drenante deben ser resistentes, durables, en general de piedra partida y sin finos. Se recomienda como mínimo una permeabilidad de 1000 pies/día (305 m/día = 0.35 cm/seg).

Las bases drenantes estabilizadas pueden construirse con cemento o con asfalto. El asfalto se coloca en un 2 a 2.5% en peso y mezclado con un material de granulometría abierta. El cemento portland se coloca en una cantidad entre 80 a 170 Kg/m3.

En las bases no estabilizadas se debe tener mucho cuidado con el desplazamiento y la segregación del material durante la construcción y evitar la contaminación con finos luego de su colocación.

El propósito de la compactación de una base granular es hacer una capa durable y resistente sin disminuir sus propiedades drenantes. Esto puede lograrse con el paso de un rodillo liso de 4 a 10 Tn de peso, una a tres veces.

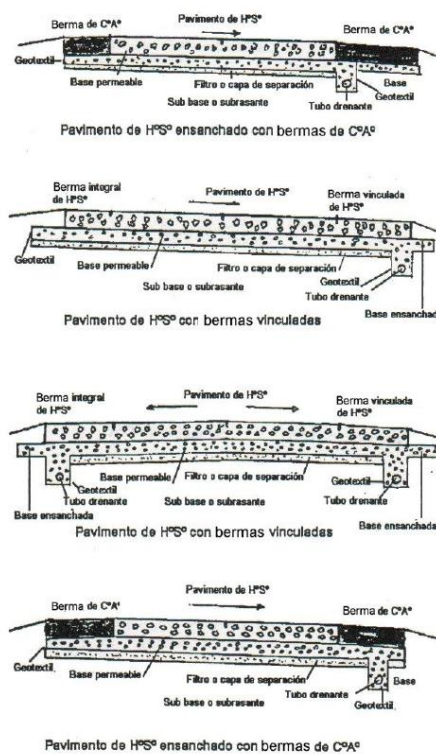


Figura 7.14. Secciones transversales de bases permeables

El espesor mínimo de una base drenante debe ser 4" (10 cm) y debe extenderse al menos de 0.30 a 0.90 m (1 a 3 pies) por fuera del pavimento para asegurar una huella estable para la pavimentadora.

Para capas de transición se recomienda un espesor mínimo de 4" (10 cm).

En lo referente a tuberías de drenaje se puede decir que las hay de distinto tipo. Tienen una alta capacidad hidráulica, pero deben ser usados con cuidado si la capa que la rodea tiene más del 20% de finos. En la Figura 7.15 se muestran algunas aplicaciones de estos drenes.

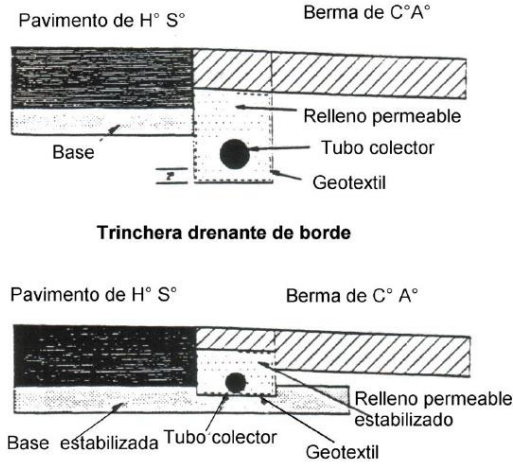


Figura 7.15. Aplicaciones de tubos perforados y geotextiles

Las salidas laterales (lateral outlets) son muy importantes en el diseño de un sistema de drenaje. Están hechas de metal o de cualquier otro material rígido y se las coloca con una pendiente del 3%. La salida de este dispositivo debe estar al menos a 6" (15 cm) por encima del nivel del agua de la cuneta para el caudal correspondiente a una recurrencia de 10 años.

El espaciamiento de estas salidas varía entre 75 y 90 m. En la Figura 7.16 se ve este dispositivo.

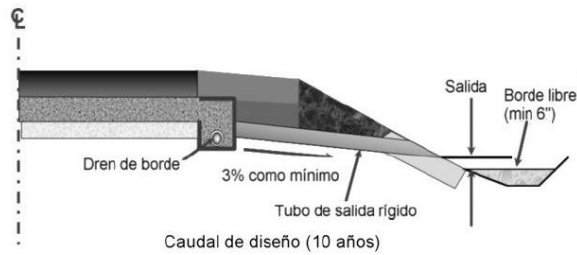


Figura 7.16. Salida lateral

Una vez construido todo el sistema de drenaje, el mismo deberá estar sometido a trabajos de mantenimiento periódico. Se debe evitar que lo obstruya la vegetación, que se tapone con finos, etc.

7.8. EFECTO DE SUBRASANTES EXPANSIVAS Y CONGELANTES EN LA PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD

7.8.1. Introducción

Se considerarán en esta sección las pérdidas de serviciabilidad por efecto del hinchamiento o congelamiento de subrasantes. Ambos fenómenos producen levantamientos diferenciales a lo largo del perfil longitudinal del camino, lo que se traduce en un aumento de la rugosidad. El criterio que se describirá a continuación no debe aplicarse si el hinchamiento producido es constante, lo que no producirá un aumento de rugosidad, como también si se emplean medidas preventivas. Ejemplo de estas últimas son: aislamiento de la subrasante expansiva frente a cambios de humedad, tratamiento con cal o reemplazo del material, o bien para subrasantes - congelantes implementar un buen drenaje o dispositivos de control de congelamiento (colocación de un material que no sea susceptible al congelamiento).

7.8.2. Subrasantes expansivas

Para determinar la pérdida de serviciabilidad por hinchamiento de la subrasante se deben conocer: constante de hinchamiento, levantamiento potencial vertical y probabilidad de hinchamiento.

Los suelos susceptibles de sufrir hinchamiento son finos, especialmente las arcillas, pero no todas ellas son expansivas. Se puede decir que las arcillas expansivas son aquellas que tienen un límite líquido mayor que 50%, y, en general, una relación LL/IP menor que 2.5 aproximadamente. Corresponden a los suelos CH según la Clasificación Unificada o a los A-7-6 según la clasificación de la AASHTO.

Si se considera algún proyecto de rehabilitación, es necesario tener en cuenta que gran parte del hinchamiento ya ha ocurrido en los primeros años de construido el pavimento, por lo que es de prever un hinchamiento muy bajo para el diseño del refuerzo.

La constante de hinchamiento Θ es un factor usado para estimar la velocidad a la cual tendrá lugar éste. Puede variar entre 0.04 y 0.20. Se usan valores altos cuando el suelo está expuesto a aportes importantes de humedad debido a fuertes lluvias, drenaje insuficiente, etc. Se usan valores bajos cuando es muy difícil el acceso de humedad a la subrasante. En la Figura 7.17 se encuentra un gráfico para estimar la constante de hinchamiento considerando el aporte de humedad y el estado de la subrasante (variando entre fracturado y cerrado).

El hinchamiento potencial vertical V_R representa la expansión vertical que puede sufrir la subrasante bajo condiciones extremas (alta plasticidad y gran aporte de humedad). El proyectista puede obtener el valor de V_R mediante ensayos de laboratorio, por procedimientos empíricos o por su experiencia. La Figura 7.18 presenta un gráfico que puede usarse para determinar el hinchamiento potencial vertical entrando con el índice de plasticidad de la subrasante, las condiciones de humedad y el espesor de la capa expansiva.

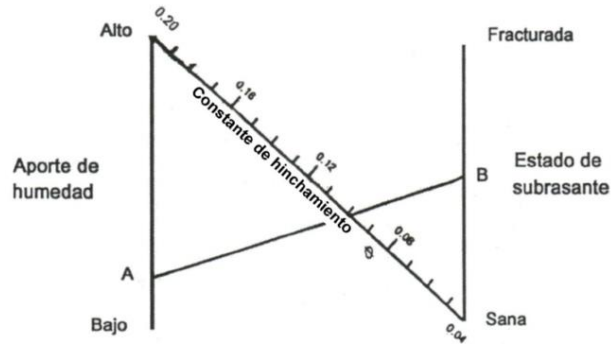


Figura 7.17. Gráfico para estimar la constante de hinchamiento

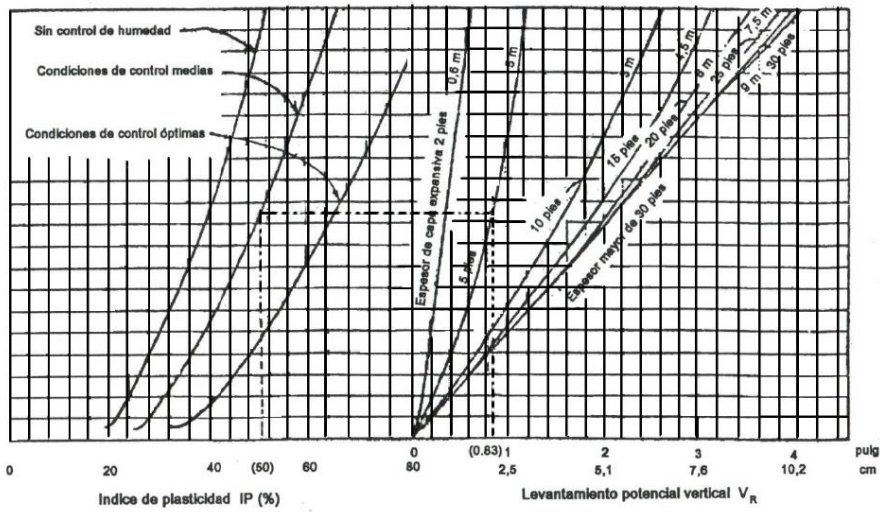


Figura 7.18. Gráfico para estimar el hinchamiento potencial vertical

La probabilidad de hinchamiento representa la proporción, expresada en porcentaje, de la longitud del proyecto sometida a hinchamiento. La probabilidad de hinchamiento en un lugar determinado es del 100% si el IP es mayor de 30% y el espesor de la capa expansiva es mayor de 60 cm (o si V_R es mayor de 0.5 cm). Por lo tanto la probabilidad de expansión debe determinarse mediante un estudio de suelos. Si el proyecto está dividido en zonas expansivas y no expansivas y son tratadas separadamente, se usa una probabilidad del 100% para las zonas expansivas.

Por último, mediante el ábaco de la Figura 7.19, entrando con el período de análisis para la obra, la constante de hinchamiento θ , la probabilidad de hinchamiento P_s y el hinchamiento potencial vertical V_R , se obtiene ΔPSI_{sw} , que es la pérdida de serviciabilidad por efecto de la subrasante expansiva.

Cuando se prevé la colocación de un refuerzo, en lugar de usar el período de análisis, se usa la vida útil de la primera etapa del pavimento.

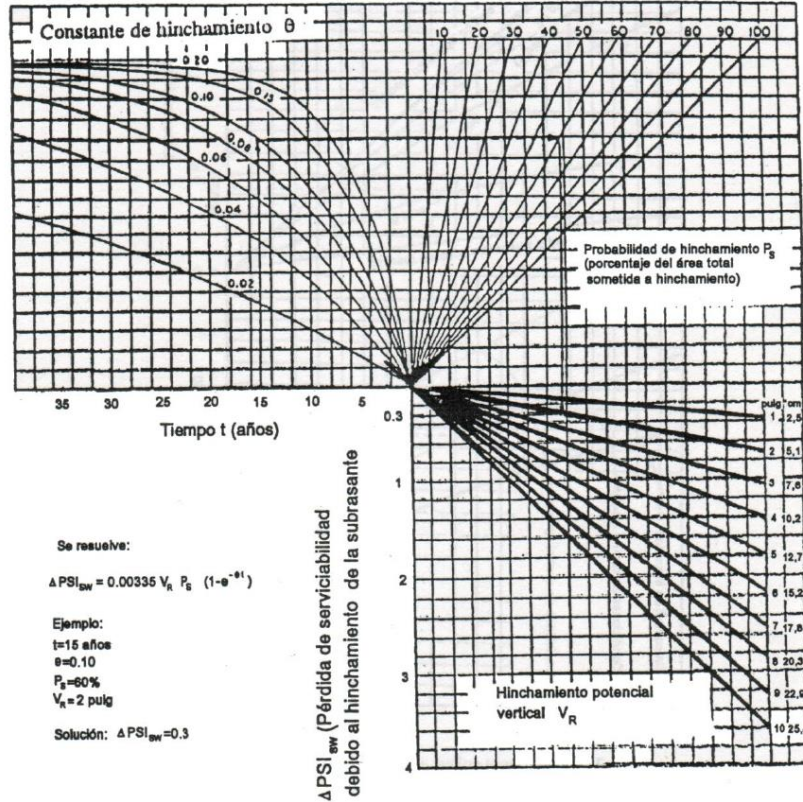


Figura 7.19. Ábaco para obtener la pérdida de serviciabilidad por subrasante expansiva

7.8.3. Subrasantes congelantes

En este apartado se explicará cómo determinar la pérdida de serviciabilidad debido a la acción del hielo. Si se usan procedimientos tales como el reemplazo de material susceptible por otro que no lo es, este efecto puede despreciarse. El congelamiento de la subrasante produce hinchamientos que se traducen en

ondulaciones del pavimento y, por lo tanto, en una disminución de la serviciabilidad. La expansión por congelamiento ocurre cuando el agua libre en la subrasante se congela y forma lentes de hielo. El hielo ocupa más volumen que el agua y, lo que es peor, hay aporte de agua proveniente de las partes inferiores por acción capilar, si el nivel freático está próximo, para formar hielo, por lo que esas lentes de hielo crecen cada vez más incrementando el problema. Esto implica que una manera de neutralizar este problema es colocar una capa drenante para cortar ese ascenso capilar, es decir transformar lo que según Terzaghi es un sistema abierto, en uno cerrado.

El modelo para la expansión por congelamiento de la subrasante es casi idéntico al de las subrasantes expansivas. Fue deducido en base al comportamiento de 18 secciones experimentales en el estado de Michigan. Hay tres factores a tener en cuenta: velocidad de hinchamiento por congelamiento, máxima pérdida potencial de serviciabilidad debida a expansión por congelamiento y probabilidad de expansión por congelamiento.

La velocidad de hinchamiento por congelamiento da la velocidad de incremento de rugosidad por congelamiento (mm/día). Esta velocidad depende del tipo de suelo y del porcentaje de finos. La Figura 7.20 muestra un gráfico que puede usarse para estimar la velocidad de hinchamiento de subrasantes basada en la Clasificación Unificada y el porcentaje de material menor de 0.02 mm.

La máxima pérdida potencial de serviciabilidad debida a la expansión por congelamiento depende de la calidad del drenaje y de la profundidad de penetración de la helada. La Figura 7.21 tiene un gráfico que puede usarse para estimar la máxima pérdida de serviciabilidad basada en estos factores. Los criterios basados para determinar la calidad del drenaje son los mismos que fueron definidos cuando se habló de drenaje.

Calidad de drenaje	Agua removida en:
Excelente	½ día
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Muy pobre	Nunca

La probabilidad de expansión por congelamiento debe ser estimada por el proyectista en base al porcentaje del área del proyecto que puede experimentar hinchamiento por congelamiento. Esto está afectado por muchos factores incluyendo la extensión de subrasante susceptible de hinchamiento, humedad, calidad del drenaje, número de ciclos de congelamiento y deshielo en el año y profundidad de penetración de la helada. Esto debe hacerse en base a la experiencia, ya que no hay ningún método claro para determinar esta probabilidad.

Una vez definidos estos tres factores, con el gráfico de la Figura 7.22 se puede determinar la pérdida de serviciabilidad ΔPSI_{FH} debida a la expansión por congelamiento. El tiempo t a introducir en el gráfico debe ser igual al período de análisis. Cuando se plantea una construcción por etapas con refuerzos posteriores, el tiempo a introducir es la vida útil de la primera etapa del pavimento.

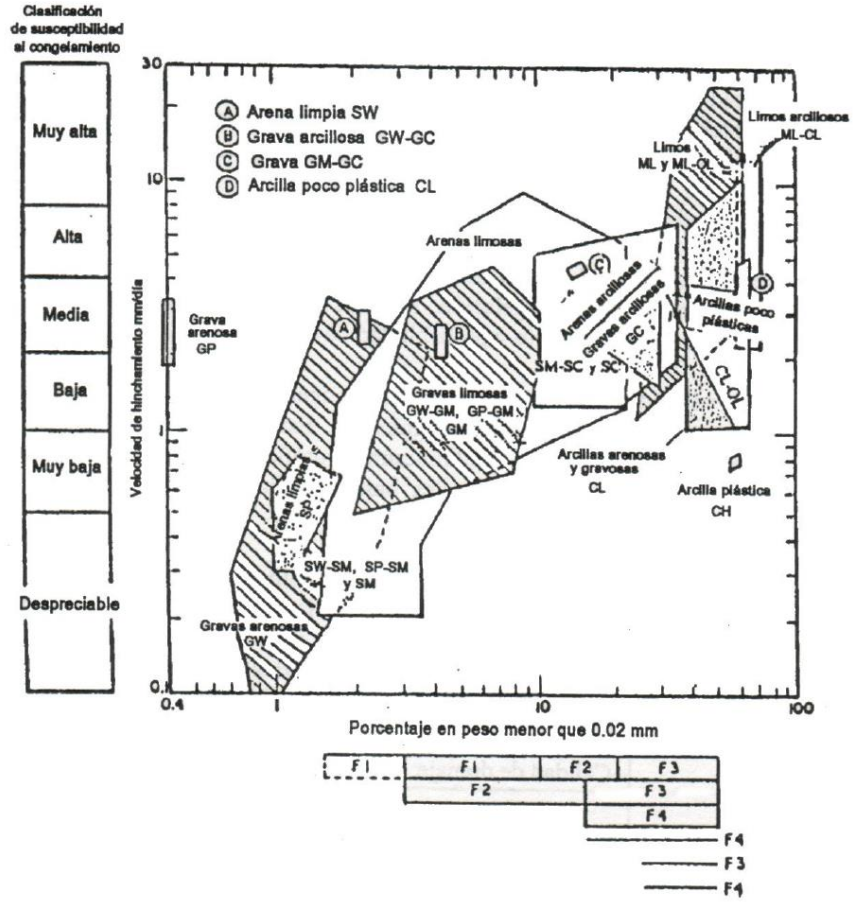


Figura 7.20. Gráfico para estimar la velocidad de hinchamiento por congelamiento de la subrasante

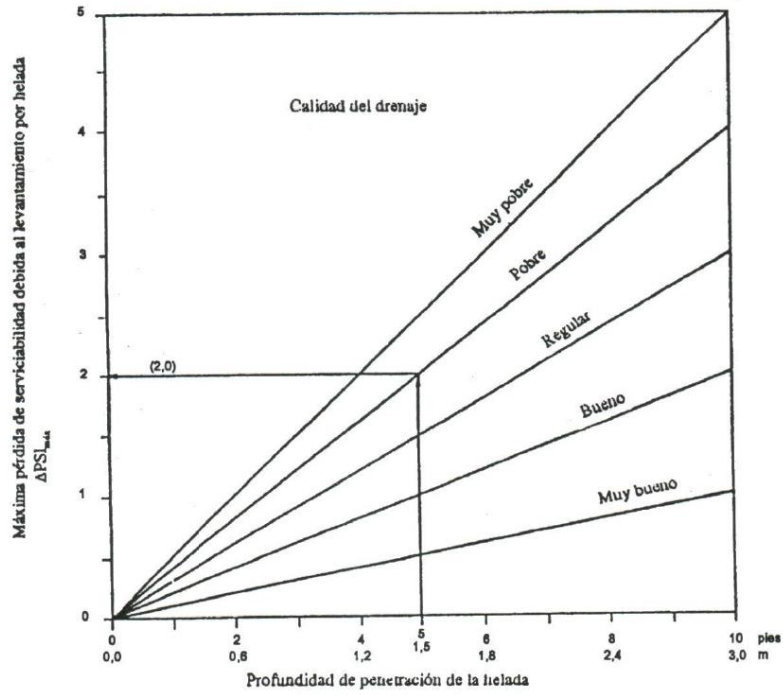


Figura 7.21. Gráfico para estimar la máxima pérdida de serviciabilidad por hinchamiento por congelamiento

La curva de pérdida de serviciabilidad por congelamiento en función del tiempo puede combinarse con la curva de pérdida de serviciabilidad por hinchamiento en el tiempo para tener la curva de pérdida total de serviciabilidad por condiciones ambientales en función del tiempo, que sirve para diseño.

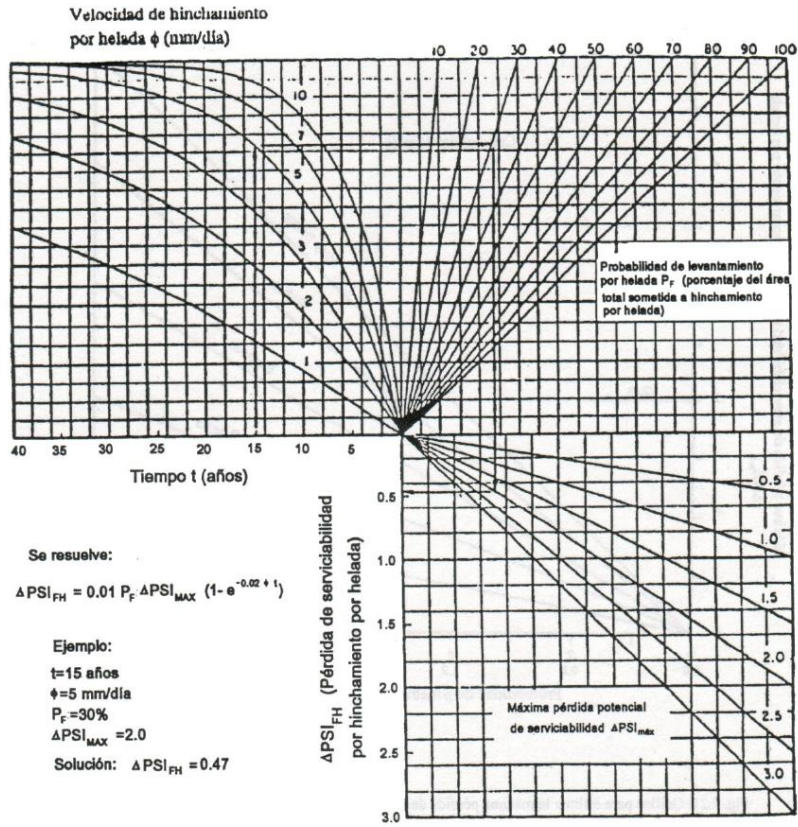


Figura 7.22. Ábaco para determinar la pérdida de serviciabilidad debida a hinchamiento por congelamiento

CAPITULO 8

DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

8.1. INTRODUCCIÓN

El primer antecedente en el diseño de pavimentos según el método AASHTO se tiene con el AASHTO Road Test que fue un ensayo realizado sobre pavimentos de determinadas características bajo diferentes cargas en Ottawa, Illinois entre 1958 y 1960. De estos ensayos se obtuvo información para ser aplicada en la metodología de diseño de pavimentos. Así aparece la "AASHTO Interim Guide for the Design of Rigid and Flexible Pavement" (1962) que contenía procedimientos de diseño basados en modelos empíricos deducidos de datos recolectados en el AASHTO Road Test.

Luego aparece la "AASHTO Interim Guide for the Design of Pavement Structures en 1972 y luego de hacer observaciones a partir de 1983, aparece en 1986 la "AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures" con muchas modificaciones con respecto a la de 1972 (se tiene en cuenta la confiabilidad, módulos resilientes de materiales, coeficientes de drenaje y efecto de subrasantes expansivas o sometidas a congelación y deshielo) y finalmente en 1993 fue hecha una versión revisada de esta guía, que no ofrece cambios en lo que a diseño de pavimentos flexibles se refiere.

La fórmula original deducida del AASHTO Road Test era:

$$\text{Log } W = \log p + G/\beta \quad (8.1)$$

siendo:

W = número de cargas de ejes tipo aplicadas hasta la serviciabilidad final

G = una función (el logaritmo) de la relación de pérdida de serviciabilidad en el tiempo t con respecto a la pérdida potencial para una serviciabilidad de 1.5

β = función del diseño y de las cargas que influyen en la forma de la curva p (serviciabilidad) vs. W.

$$\beta = 0.40 + \frac{0.081(L_1 + L_2)^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} L_2^{3.23}} \quad (8.2)$$

donde:

SN = número estructural

L_1 = carga por eje simple o eje tándem

L_2 = código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

p es una función del diseño y de las cargas que tiene en cuenta el número de aplicaciones de cargas para llevar la calzada a una serviciabilidad de 1.5.

$$\log p = 5.93 + 9.36 \log(SN + 1) - 4.79 \log(L_1 + L_2) + 4.33 \log L_2 \quad (8.3)$$

Para el método de diseño AASHTO 86 y 93 la fórmula de diseño es:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log(\Delta PSI)}{0.40 + \frac{4.2 - 1.5}{1094}} + 2.32 \log M_R - 8.07 \quad (8.4)$$

donde:

SN = número estructural (pulg)

W₁₈ = número de cargas de 18 kips (80 KN) previstas

Z_R = abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

S₀ = desvío estándar de todas las variables

ΔPSI = pérdida de serviciabilidad

M_R = módulo resiliente de la subrasante (en psi)

Se reitera lo dicho en el apartado 1.2.2.4.4. en cuanto a la modificación que aparece en el número estructural SN con motivo de la implementación del programa DARWin 3.0 que permite el diseño de un pavimento flexible en unidades inglesas o métricas. La modificación consiste en que el número estructural deja de ser un adimensional para convertirse en un parámetro con unidades de longitud, que representa un espesor ficticio de pavimento. En unidades inglesas viene expresado en pulgadas y conserva el valor numérico obtenido mediante la expresión 8.4. En el sistema métrico viene expresado en mm y su valor es igual a SN (en pulg) multiplicado por 25.4. Esta misma convención ha sido adaptada en el programa DIPAV del IBCH, cuyos resultados coinciden plenamente con los de DARWin. En DIPAV se manejan unidades métricas pero SN aparece también en pulgadas a manera de información para el usuario.

8.2. VARIABLES DE ENTRADA

Se describen a continuación las variables a considerar en el método AASHTO.

8.2.1. Variables de tiempo

Hay dos variables a tener en cuenta: período de análisis y vida útil del pavimento. La vida útil es el período que media entre la construcción o rehabilitación del pavimento y el momento en que éste alcanza un grado de serviciabilidad mínimo. El período de análisis es el tiempo total que cada estrategia de diseño debe cubrir. Puede ser igual que la vida útil, pero en casos en donde se prevén reconstrucciones a lo largo del tiempo, el período de análisis comprende varios períodos de vida útil, el del pavimento original y el de los distintos refuerzos. Los períodos de análisis recomendados son:

Tabla 8.1.

Tipo de camino	Período de análisis
----------------	---------------------

Gran volumen de tránsito urbano	30-50 años
Gran volumen de tránsito rural	20-50 años
Bajo volumen pavimentado	15-25 años

8.2.2. Tránsito

Se usa el número de repeticiones de ejes equivalentes de 18 kips (80 KN) o ESALs. La conversión de una carga dada por eje a ESAL se hace a través de los LEF (factores equivalentes de carga).

8.2.3. Confiabilidad

Se refiere al grado de certidumbre de que un dado diseño puede llegar al fin de su período de análisis en buenas condiciones. Sobre este punto se ha discutido en el Capítulo 6.

Para una construcción por etapas (vida útil < período de análisis) se deben componer las confiabilidades de cada etapa para tener la confiabilidad en todo el período de diseño. Así se tiene:

$$R_{\text{etapa}} = (R_{\text{total}})^{1/n} \quad (8.5)$$

n es el número de etapas previstas; R_{etapa} es la confiabilidad de cada etapa y R_{total} es la confiabilidad para toda la vida útil de diseño, es decir que si se quiere diseñar un pavimento para una confiabilidad de 80%, para que dure 20 años en dos etapas, cada una de las etapas (en este caso un primer pavimento y luego una sobrecarpeta) deberá diseñarse con una confiabilidad de:

$$R_{\text{etapa}} = (0.80)^{1/2} = 0.89$$

El programa DIPAV, para facilitar el trabajo cuenta con una casilla en la que se puede introducir directamente la confiabilidad deseada para el período global y el número de etapas en las que se pretende diseñar el pavimento flexible y realiza internamente el cálculo arriba descrito.

Este aspecto es sumamente importante en el diseño, puesto que si se ignora esta recomendación y se diseña cada etapa con un factor de 0.80, la confiabilidad total sería:

$$R_{\text{total}} = 0.80 \times 0.80 = 0.64$$

Que expresado de otra manera significa que el 36% de las secciones tendrán deterioros antes de cumplir la vida útil de diseño, lo cual es una probabilidad de falla muy grande, y si las etapas fueran 3, por ejemplo un tratamiento superficial al inicio y luego dos sobrecarpetas, y se diseña ignorando esta recomendación, la confiabilidad real sería:

$$R_{\text{total}} = 0.80 \times 0.80 \times 0.80 = 0.51$$

En otras palabras la mitad del pavimento no alcanzaría la vida útil de diseño. Por este motivo es importante establecer claramente el número de etapas de construcción y la confiabilidad compuesta.

8.2.4. Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación

Si se tiene una subrasante expansiva, o bien sometida a expansión por congelamiento, habrá una pérdida adicional de serviciabilidad que debe ser tenida en cuenta. Esto se hace analizando la pérdida de serviciabilidad por esta causa en función del tiempo mediante estudios hechos sobre los materiales existentes en el proyecto. Alternativamente, se puede optar por procedimientos que eliminen esta pérdida de serviciabilidad como el uso de capas estabilizadas de suelo – cemento o suelo – cal que sirvan como una barrera contra la expansión.

8.2.5. Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad

La serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. Así se tiene un índice de serviciabilidad presente PSI (present serviciability index) mediante el cual el pavimento es calificado entre 0 (pésimas condiciones) y 5 (perfecto). En el diseño del pavimento se deben elegir la serviciabilidad inicial y final. La inicial, p_o , es función del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción. La final o terminal, p_t , es función de la categoría del camino y es adoptada en base a ésta y al criterio del proyectista. Los valores recomendados son los que se obtuvieron en el AASHTO Road Test:

Serviciabilidad inicial:

$p_o = 4.5$ para pavimentos rígidos

$p_o = 4.2$ para pavimentos flexibles

Serviciabilidad final:

$p_t = 2.5$ o más para caminos muy importantes

$p_t = 2.0$ para caminos de menor tránsito

Es importante considerar además que estos valores significan un buen acabado de construcción, si el trabajo se va a realizar con herramientas manuales o equipos gastados es probable que el pavimento nuevo no alcance los niveles de serviciabilidad establecidos y por tanto dure menos.

8.2.6. Propiedades de los materiales

Como ya se había expresado en el capítulo correspondiente, la variable que se usa para el diseño de pavimentos flexibles es el módulo resiliente, tanto para la determinación del número estructural SN así como para, en función de los materiales que componen cada capa del paquete estructural, obtener los coeficientes estructurales o de capa.

8.2.7. Drenaje

En el método AASHTO los coeficientes de capa se ajustan con factores mayores o menores que la unidad para tener en cuenta el drenaje y el tiempo en que las capas granulares están sometidas a niveles de humedad próximos a la saturación. Sobre este tema se ha expuesto en el capítulo 7.

8.3. DETERMINACIÓN DE ESPESORES

Ya se ha presentado la ecuación de diseño para pavimentos flexibles y las variables de entrada. La ecuación puede ser resuelta en forma manual, lo cual es muy tedioso, o por medio de ábacos, como el de la Figura 8.1, que es mucho más rápido aunque menos preciso por los errores al trazar las líneas con lápiz. Es conveniente tener un programa de computación con el cual se logra exactitud y rapidez en la obtención de los resultados. En este sentido, es posible desarrollar una hoja Excel para determinar el valor de SN o bien hacer uso del programa DIPAV, que permite con gran facilidad determinar espesores, diseños alternativos y sensibilidad.

Con la fórmula de diseño se obtiene un valor llamado número estructural SN (structural number) y en función del mismo, se determinan los distintos espesores de capas que forman el paquete estructural.

Las variables de entrada en este ábaco de diseño son:

- Tránsito estimado por carril, W_{18} , a lo largo de la vida útil del pavimento
- Confiabilidad R
- Desvío estándar de todas las variables S_o
- Módulo resiliente efectivo (que tenga en cuenta las variaciones a lo largo del año) de la subrasante M_R
- Pérdida de serviciabilidad ΔPSI

La expresión que liga el número estructural con los espesores de capa es:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 \dots \quad (8.6)$$

donde:

a_1, a_2, a_3 son los coeficientes estructurales o de capa, adimensionales.

m_1, m_2, m_3 son los coeficientes de drenaje.

D_1, D_2, D_3 son los espesores de capas, en pulg o mm, en este sentido, el número estructural llevará las unidades de los espesores de las diferentes capas del pavimento.

Esta ecuación no tiene una única solución, hay prácticamente un infinito número de combinaciones de espesores que la pueden satisfacer, no obstante esto, se dan normativas tendientes a dar espesores de capas que puedan ser construidas y protegidas de deformaciones permanentes por las capas superiores más resistentes. A este método se denomina "Diseño con Verificación por Capas", a continuación se hablará sobre estas normativas.

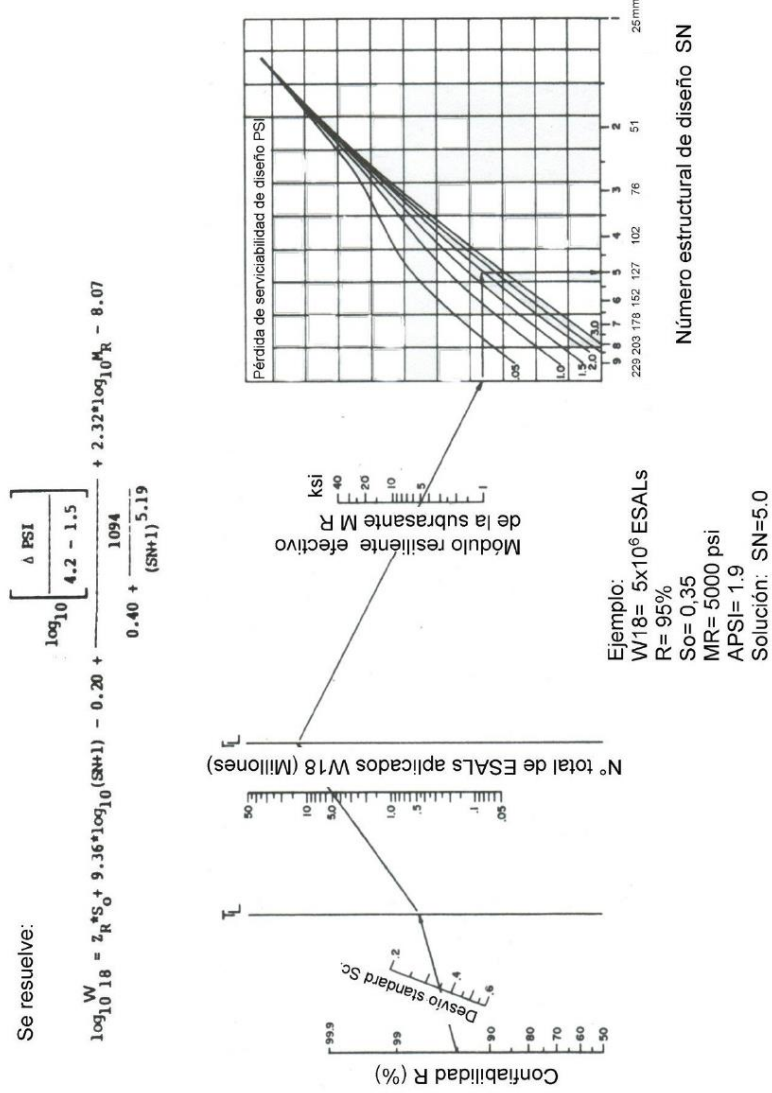


Figura 8.1. Ábaco de diseño AASHTO para pavimentos flexibles

8.3.1. Estabilidad y factibilidad de construcción

No es práctico ni económico colocar capas de un espesor menor que el mínimo requerido. Además las capas de un cierto espesor por encima de un mínimo son más estables. Muchas veces se especifica un número de espesor de capas para mantener la estructura del pavimento por encima del nivel de congelamiento o para mitigar los efectos de los suelos expansivos.

Muchas reparticiones establecen los espesores mínimos para tratamientos superficiales. El espesor de una capa de tratamiento superficial es despreciable en lo que se refiere al porcentaje de SN absorbido, pero tiene gran efecto en la base y subbase ya que reduce la entrada de agua en la estructura del pavimento.

En la tabla 8.2 se dan valores de espesores mínimos sugeridos para capas de concreto asfáltico y base granular en función del tránsito.

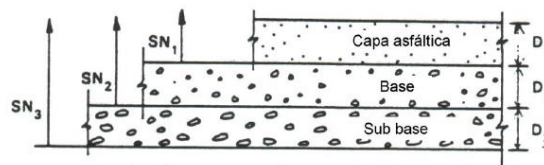
Tabla 8.2. Espesores mínimos de concreto asfáltico y base granular

Número de ESALs	Concreto asfáltico	Base granular
Menos de 50,000	2.5 cm	10 cm
50,000 - 15,000	5.0 cm	10 cm
150,000 - 500,000	6.5 cm	10 cm
500,000 - 2,000,000	7.5 cm	15 cm
2,000,000 - 7,000,000	9.0 cm	15 cm
Más de 7,000,000	10.0 cm	15 cm

El caso particular de los tratamientos superficiales únicamente es factible para tráfico reducido menor a los 50,000 ejes equivalentes, por tanto no es conveniente diseñar esta alternativa para tráficos elevados o períodos de vida superiores a los 4 a 5 años, puesto que por sus propias características es muy difícil que supere este período de vida útil.

8.3.2. Espesores mínimos en función del SN

Esta metodología se basa en el concepto de que las capas granulares no tratadas deben estar protegidas de tensiones verticales excesivas que les producirían deformaciones permanentes. El proceso está indicado en la Figura 8.2 y se explica a continuación:



$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN_1^* = a_1 D_1^* > SN_1$$

$$D_2^* = \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2}$$

$$SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2$$

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3}$$

Figura 8.2. Procedimiento para determinar espesores mínimos de capas

En primer lugar, los materiales son seleccionados para cada capa, por ejemplo una capa de concreto asfáltico en caliente, una base tratada con asfalto y una subbase granular. Se conocen los módulos resilientes de cada capa. Usando el ábaco de la Figura 8.1 se pueden determinar los números estructurales requeridos para proteger cada capa no tratada reemplazando el módulo resiliente de la subrasante por el módulo resiliente de la capa que está inmediatamente abajo. Así para determinar el espesor D_1 de la capa de concreto asfáltico se supone un M_R igual al de la base y así se obtiene el SN_1 que debe ser absorbido por el concreto asfáltico. El espesor D_1 debe ser:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} \quad (8.7)$$

Se adopta un espesor, D_1^* , ligeramente mayor y el número estructural absorbido por esta capa es:

$$SN_1^* = a_1 D_1^* \quad (8.8)$$

Para determinar el espesor mínimo de la base, se entra al ábaco con el M_R de subbase y entonces se obtiene el SN_2 a ser absorbido por concreto asfáltico y base. Así:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} \quad (8.9)$$

Se adopta un espesor ligeramente mayor, D_2^* , y el número estructural absorbido será:

$$SN_2^* = a_2 m_2 D_2^* \quad (8.10)$$

Por último, para la subbase se entra con el M_R correspondiente a subrasante y se obtiene $SN_3 = SN$ para todo el paquete estructural ya calculado. En este caso el espesor es:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} \quad (8.11)$$

Se adopta un espesor ligeramente mayor D_3^* y se obtiene el número estructural absorbido por la subbase:

$$SN_3^* = a_3 M_3 D_3^* \quad (8.12)$$

Como verificación:

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* \geq SN \quad (8.13)$$

Con este criterio cada capa del paquete estructural resulta protegida. Este procedimiento no es aplicable para determinar espesores de capas sobre otras que tengan un módulo resiliente mayor de 280 MPa (40000 psi). En este caso el espesor de la capa situada encima será establecido en base a la relación costo - eficiencia y espesores mínimos desde el punto de vista constructivo.

Ejemplo

Calcular este paquete estructural en base al criterio de espesores mínimos siendo:

$$R = 90\%$$

$$S_0 = 0.35$$

$$W_{18} = 10 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

$$\Delta \text{PSI} = 2.0$$

Tabla 8.3. Propiedades de materiales

Material	M_R MPa (psi)	a_i	m_i
Concreto asfáltico	2760 (400000)	0.42	1.0
Base piedra partida	207 (30000)	0.14	0.80
Subbase granular	97 (14000)	0.10	0.70
Subrasante	34 (5000)	----	----

De acuerdo a los módulos resilientes se obtiene:

$$SN = 5.2 \text{ pulg}$$

$$SN_1 = 2.8 \text{ pulg para proteger la base}$$

$$SN_2 = 3.8 \text{ pulg para proteger la subbase}$$

$$D_1 \frac{2.8}{0.42} = 6.7'' \text{ adoptado } 7.0'' \quad SN_1^* = a_1 D_1^* = 0.42 \times 7.0 = 2.94$$

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{3.8 - 2.94}{0.14 \times 0.80} = 7.7'' \text{ adoptado } 8.0'' \quad SN_2^* = a_2 m_2 D_2^* = 0.14 \times 0.80 \times 8.0 = 0.90$$

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} = \frac{5.2 - (2.94 + 0.90)}{0.10 \times 0.90} = 19.4'' \quad \text{adoptado: } 20.0''$$

$$SN_3^* = a_3 m_3 D_3^* = 0.10 * 0.70 * 20.0 = 1.40$$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = 2.94 + 0.90 + 1.40 = 5.24 \geq 5.2$$

El Método arriba descrito se conoce también como "Diseño con Verificación por Capas", puesto que para cada una de las capas se verifica que existe el suficiente espesor por encima de la misma para prevenir ahuellamientos y daños estructurales. Es importante remarcar que el procedimiento arriba descrito no es aplicable para capas ligadas, es decir capas estabilizadas con cemento, cal o asfalto cuyo módulo elástico sea superior a 280,000 KPa puesto que estas capas no sufren ahuellamiento y por tanto sus espesores deben ser definidos en base a criterios de costo y aporte estructural.

El Software DIPAV realiza directamente el cálculo con verificación por capas, permitiendo al usuario la definición de espesores de capas estabilizadas, sin embargo, como se requiere definir los espesores finales de cada capa analizando diversos factores como costos, disponibilidad de materiales, etc., cuenta también con la posibilidad de que el usuario realice ajustes en los distintos espesores verificando que la ecuación final de la sumatoria de aportes estructurales de cada una de las capas sea mayor o igual al Número Estructural requerido.

Puesto que existen infinitas soluciones a la ecuación, es posible plantear cualquier combinación de espesores que cumpla con el SN requerido, sin embargo, es importante considerar la lógica de la verificación por capas que implica una protección para cada una de las capas considerando un espesor suficiente en la capa superior. Si esta condición no se cumple, las capas no protegidas serán más susceptibles a la erosión, ahuellamiento y deterioro prematuro. Su efecto se reflejará en la capa superior.

Figura 8.3. Pantalla inicial de DIPAV donde se calcula el número estructural con los valores del ejemplo

Nombre de Capa	Coeficiente Estructural	Coeficiente de Drenaje	Módulo de Elasticidad (kPa)	Espesor Especificado (mm)	Espesor Calculado (mm)
Concreto asfáltico	0.42	1	2,760,000		169
Base piedra partida	0.14	0.8	207,000		199
Subbase granular	0.1	0.7	97,000		557

Figura 8.4. Diseño con verificación por capas, debido a que el programa realiza los cálculos de forma exacta y sin redondeos, los resultados varían un poco con los obtenidos de forma manual, debido a que el diseño automático no redondea los valores adoptados

8.3.3. Consideraciones de costo en la selección de espesores de capas

Una vez establecidos los espesores mínimos en base al criterio de protección de capas, el costo inicial del pavimento debe ser minimizado para prever un diseño alternativo al ya obtenido.

Una aproximación tendiente a reducir el costo de la estructura del pavimento es calcular el costo por unidad de SN para cada capa, en \$/SN o sea costo unitario/ $a_i m_i$.

Por ejemplo, los costos de estos materiales son, según la tabla 8.4:

Tabla 8.4

Material	Costo unitario	a_i	m_i	\$/SN	SN/\$
Piedra partida	0.40	0.16	0.80	3.13	0.32
Grava	0.32	0.95	0.95	3.37	0.30
Concreto asfáltico	1.50	0.37	1.00	4.05	0.25

Usando este criterio se maximizará el espesor del material que provea la mayor contribución estructural por dólar o peso gastado y se minimizará el espesor de menor contribución por dólar o peso gastado. En este caso, la piedra partida provee el mayor número estructural por cada dólar gastado y el concreto asfáltico el menor.

8.4. CONSIDERACIONES DE PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD POR CONDICIONES AMBIENTALES

Es para el caso de paquetes estructurales sobre suelos expansivos o sometidos a hinchamiento por helada. El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Se selecciona un número estructural apropiado para la estructura inicial del pavimento usando los procedimientos ya descritos. Como el número estructural tiene muy pequeño efecto en la pérdida de serviciabilidad debido a las causas ambientales, este número estructural no debe ser mayor que el requerido para condiciones de subrasantes normales. En este caso es $SN = 4.4$ pulg.
2. Se selecciona un período de vida útil que se espera bajo condiciones de expansión o hinchamiento por helada y se lo coloca en la columna 2. Este período debe ser menor que el previsto para condiciones normales.
3. Usando el gráfico de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales (Figura 8.5) se puede conocer la pérdida de serviciabilidad para los períodos de la columna 2 y se los coloca en la columna 3.

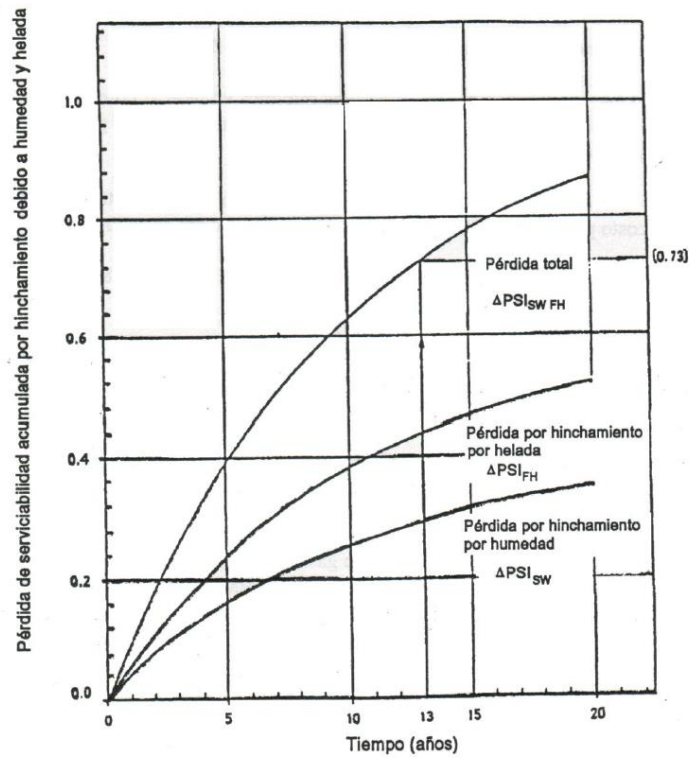


Figura 8.5. Pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales

4. Se resta la pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales de la pérdida total de serviciabilidad ($\Delta p = 4.4 - 2.5 = 1.9$ en el ejemplo) para establecer la pérdida de serviciabilidad por efecto exclusivamente del tránsito y se la pone en columna 4.
5. Mediante el ábaco de la Figura 8.1 se puede estimar el número de ESALs que corresponde a la pérdida de serviciabilidad de columna 4. Estos valores se colocan en columna 5.
6. Se estima el número de años que corresponde a cada uno de los valores de ESALs de la columna 5 y estos valores van a la columna 6.
7. Se compara el período de vida útil de la columna 2 con el de la columna 6. Si la diferencia es mayor que un año, se promedian ambos y se usa este promedio para la próxima iteración. Si la diferencia es menor que un año se puede afirmar que se ha alcanzado la convergencia y el promedio entre valores correspondientes de la columna 2 y 6 es el período de vida útil previsto para ese camino con el número estructural adoptado.

$$p_0 = 4.4$$

Máximo período de vida útil = 15 años

$$\Delta PSI = 4.4 - 2.5 = 1.9$$

Tabla 8.5

Iteración N°	Período de vida útil estimado (años)	Δp por hinchamiento	Δp por tránsito 1.9-(3)	N° ESALs	Período de vida útil correspondiente (años)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1	13.0	0.73	1.17	2.0×10^6	6.3
2	9.7	0.63	1.27	2.3×10^6	7.2
3	8.5	0.56	1.34	2.6×10^6	8.2

$$\text{Período de vida útil} = \frac{8.5 + 8.2}{2} = 8.3 \text{ años} = 8 \text{ años}$$

8.5. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

La influencia que tienen las variables de entrada sobre el SN es muy dispar, unas pesan más que otras e incluso para valores altos o bajos, una variable puede tener distintas influencias en el SN. A continuación se presentan varios ejemplos haciendo uso del programa DIPAV. El programa permite elaborar gráficos de sensibilidad, los que sirven tanto para analizar las repercusiones de la variabilidad de los distintos factores en el diseño así como para verificaciones y rápida toma de decisiones en obras. Los datos del ejemplo son:

$$W_{18} \text{ (No. de ESALs)} = 10 \times 10^6$$

Serviciabilidad inicial $p_0 = 4.2$

Serviciabilidad final $p_t = 2.5$

Confiabilidad $R = 90\%$

Desvío estándar de las variables $S_0 = 0.45$

Módulo resiliente de la subrasante $M_R = 5000 \text{ psi} = 35 \text{ MPa}$
 De este análisis resulta un número estructural SN = 143 mm (5.6 pulg).

Pavimento Flexible

DATOS PARA EL DISEÑO

Serviciabilidad inicial (Po)	<input type="text" value="4.2"/>	
Serviciabilidad final (Pt)	<input type="text" value="2.5"/>	
Módulo Resiliente de la Subrasante (M _R) (kPa)	<input type="text" value="35,000"/>	<input type="button" value="Calcular Módulo"/>
Confianza (P) (%)	<input type="text" value="90"/>	
Desviación estándar (So)	<input type="text" value="0.45"/>	
Número de ejes equivalentes (ESALs)	<input type="text" value="10,000,000"/>	<input type="button" value="Calcular ESALs"/>
Número de etapa de construcción	<input type="text" value="1"/>	
Número Estructural (mm) - [pulgadas]	<input type="text" value="143"/> <input type="text" value="5.63"/>	<input type="button" value="Calcular Número Estructural"/>

Figura 8.6. Entrada de datos para estudio de sensibilidad

Fijando una de las variables y haciendo variar la otra se puede estudiar su sensibilidad. En la Figura 8.7 se muestra el efecto del tránsito sobre el SN. Un incremento de ESALs de 5 a 25 millones produce un incremento de SN de 31 mm (1.24 pulg). Este incremento es más sustancial a bajos niveles de tránsito. Por ejemplo un incremento de 1 a 10 millones produce un aumento de 41 mm (1.61 pulg) en el SN, mientras que un incremento entre 20 y 25 millones produce un incremento de 4 mm (0.17 pulg) en SN.

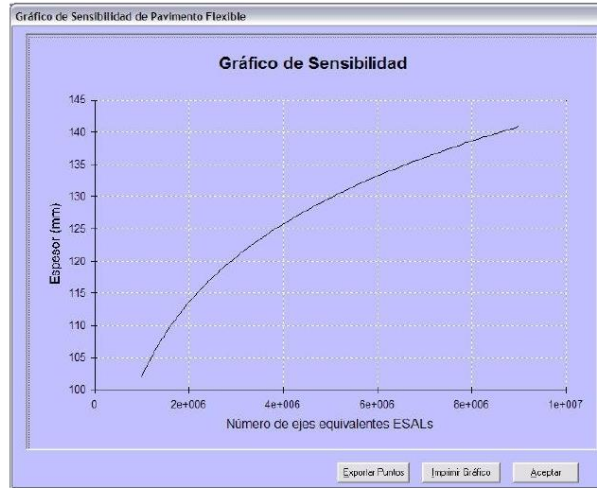


Figura 8.7. Sensibilidad con respecto al tránsito

En la Figura 8.8 se muestra el efecto del cambio de serviciabilidad en el diseño de SN. Un incremento en la serviciabilidad final de 1.5 a 3.0 produce un incremento de SN de 33 mm (1.30 pulg).



Figura 8.8. Sensibilidad con respecto a la serviciabilidad final

En la Figura 8.9 se muestra el efecto del nivel de confiabilidad en el valor de SN. Si R es menor del 90%, los cambios en la confiabilidad tienen un efecto muy pequeño en SN, pero por encima del 90% el SN se incrementa notablemente. En este ejemplo se ve que cambiando la confiabilidad de 50 a 90%, el SN se incrementa en la misma cantidad que se incrementaría si R pasara del 90 al 99%. A partir de $R = 90\%$ la confiabilidad empieza a tener mucho peso.



Figura 8.9. Sensibilidad con respecto a la confiabilidad

En la Figura 8.10 se muestra el efecto del desvío estándar de las variables sobre el SN. Hay una relación lineal con respecto a SN cuando la confiabilidad se mantiene constante porque ésta se traduce en el factor Z_R que multiplica a S_0 en la fórmula de diseño. El S_0 tiene una influencia muy pequeña en SN. Un aumento de S_0 de 0.40 a 0.50 produce un incremento de 6 mm (0.23 pulg) en SN.

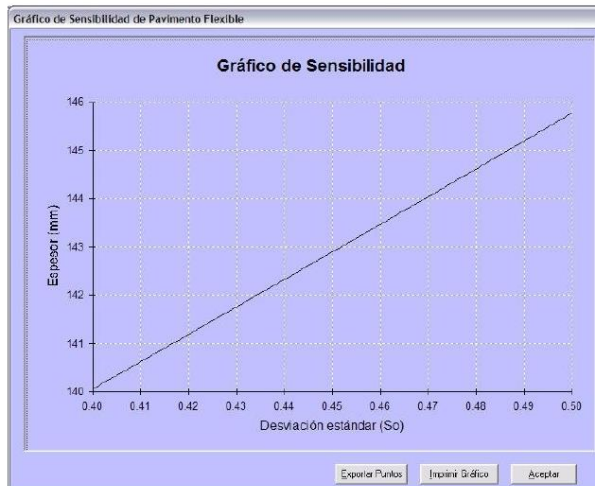


Figura 8.10. Sensibilidad con respecto al desvío estándar

En la Figura 8.11 se ve el efecto del módulo resiliente de la subrasante en SN. Las subrasantes más débiles requieren un mayor SN para reducir las tensiones verticales y prevenir así, la deformación permanente. Este incremento se puede lograr en forma eficiente y barata incrementando los espesores de base y subbase. A menos que la base tenga poca resistencia no conviene incrementar mucho la capa de concreto asfáltico. En este ejemplo, un incremento en M_R de 10.0 a 35.0 MPa (1450 a 5000 psi) provoca una reducción de 64 mm (2.5 pulg) en SN, mientras que un incremento en M_R de 35.0 a 60.0 MPa (5000 a 8700 psi) provoca una reducción de 23 mm (0.9 pulg) en SN.



Figura 8.11. Sensibilidad con respecto al módulo resiliente de la subrasante

8.6. LIMITACIONES EN EL MÉTODO DE DISEÑO AASHTO

Las limitaciones del método AASHTO son las siguientes:

1. Materiales y subrasantes limitados. El AASHTO Road Test fue realizado con una clase típica de materiales y un único tipo de subrasante. La extrapolación de los resultados obtenidos a aplicaciones generales conlleva el hecho de que los materiales y suelos de un determinado lugar pueden ser muy diferentes a los usados en el AASHTO Road Test. Este problema se salva con el uso de factores de ajuste, M_R , a_i , m_i , etc., pero pese a todo, muchos de estos factores están basados en relaciones empíricas y deben usarse con precaución.
2. Tránsito no mezclado. El AASHTO Road Test consideraba el tránsito acumulado de vehículos con cargas y configuraciones por eje idénticos. En la realidad los pavimentos están expuestos a un gran número de configuraciones y cargas por eje. El proceso para convertir un tránsito mixto en un número equivalente de pasadas de ESALS se basa en una relación empírica.

3. Períodos de vida útil muy cortos en el Road Test. El número de años y las cargas aplicadas en el AASHTO Road Test representan sólo una fracción de la vida de diseño y de las aplicaciones de cargas vistas en la realidad. Con períodos muy largos en servicio, el deterioro del pavimento por condiciones ambientales empieza a ser importante.
4. Factores equivalentes de carga. Los factores equivalentes de carga usados para pasar del tránsito mixto al número de ESALS son válidos para los materiales, composición del pavimento, clima y subrasante del AASHTO Road Test. La extrapolación de estos factores a otras condiciones es desconocida. Estos factores, a su vez están dados para niveles finales de serviciabilidad variables entre 2.0 y 2.5. Para caminos muy importantes de alto volumen de tránsito pueden adoptarse serviciabilidades finales mayores y estos LEFs no se adecuan correctamente.
5. Variabilidad. Una de las principales limitaciones del método AASHTO es que está basado en tramos muy cortos de pavimentos con un gran control de calidad en lo que respecta a materiales y construcción. La variabilidad en construcción y materiales en casos reales es mucho mayor. Los proyectos diseñados con valores medios tendrán fallas localizadas antes de que su serviciabilidad descienda a su nivel final, a menos que se use un alto nivel de confiabilidad en el diseño.
6. Falta de guía en el diseño. Los coeficientes estructurales o de capa y los factores de drenaje m_1 tienen una gran importancia en la determinación de los espesores de pavimentos, pero se han dado muy pocas guías en este rubro. Lo mismo ocurre con la confiabilidad. La selección de estos valores debe estar basada en el buen juicio y experiencia del proyectista.

8.7. TENDENCIAS FUTURAS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

El pavimento flexible es en realidad un sistema elástico multicapa. Hay dos maneras básicas de encarar el diseño de un pavimento. Uno de ellos considera un procedimiento general de diseño aplicable a diferentes condiciones de tránsito y clima. Este es un método empírico y simplista. Se basa en la correlación entre el comportamiento observado in situ y mediciones de propiedades de materiales y espesores. El AASHTO es un método de este tipo. El otro tipo de método de diseño está basado en métodos mecánico-empíricos y se fundamentan en la correlación entre la respuesta predicha de un pavimento a través de modelos elásticos o mediante análisis por elementos finitos y las mediciones observadas in situ. Como ejemplo se tiene el Método Shell.

La AASHTO consideró la posibilidad de implementar un método mecánico-empírico en la guía de Diseño AASHTO de 1986, pero finalmente se adoptó un método empírico como los anteriores por la gran aceptación que hablan tenido éstos entre los usuarios y por el hecho de que un método mecánico-empírico necesita muchas verificaciones. No obstante, la tendencia es a ir hacia soluciones mecánicas y hacia allí apuntan las investigaciones, como ejemplo citamos el método AASHTO – 2002.

8.8. EJEMPLOS

8.8.1. Diseñar un pavimento teniendo en cuenta estas características:

Ubicación: rural

Clasificación: primaria

Datos de tránsito:

- Tránsito anual inicial esperado (ambas direcciones) = 2.67×10^6 ESALs
- Distribución direccional DD = 0.50
- Distribución de camiones TD = 0.70
- Crecimiento de camiones (por año) = 4%

Propiedades de materiales:

- Módulo del concreto asfáltico $M_{AC} = 2070 \text{ MPa} = 300000 \text{ psi}$
- Módulo resiliente de base granular $M_{BS} = 172 \text{ MPa} = 25000 \text{ psi}$
- Módulo resiliente de subbase granular $M_{SB} = 82.7 \text{ MPa} = 12000 \text{ psi}$
- Módulo resiliente subrasante:
 - Invierno (mediados de Diciembre - fines Febrero) $M_R = 207 \text{ MPa} = 30000 \text{ psi}$
 - Primavera (mediados de Marzo - fines Abril) $M_R = 6.89 \text{ MPa} = 1000 \text{ psi}$
 - Verano y otoño (principios de Mayo - mediados de Diciembre) $M_R = 34.5 \text{ MPa} = 5000 \text{ psi}$

Solución:

Algunas variables de entrada deben seleccionarse en base a la importancia funcional del pavimento, consideraciones de construcción por etapas, conocimiento de la calidad de la construcción y experiencia. Así se adoptan este tipo de variables:

- Período de vida útil = 10 años
- Período de análisis (incluye una rehabilitación) = 20 años
- Confiabilidad en el período de análisis: $R = 90\%$
- Desvío estándar de todas las variables: $S_0 = 0.45$
- Serviciabilidad inicial: $p_0 = 4.5$
- Serviciabilidad final: $p_t = 2.5$

En cada etapa la confiabilidad será $R = (0.90)^{1/2} = 0.95 = 95\%$

El tránsito esperado para el final de la vida útil será:

$W_{18} = \text{Factor de crecimiento tránsito} \times \text{tránsito inicial} \times DD \times TD$

$$= 12.01 \times 2.67 \times 10^6 \text{ ESALs} \times 0.50 \times 0.70 = 11.2 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

El módulo efectivo de la subrasante es: $M_R = 14.15 \text{ MPa} = 2100 \text{ psi}$

Variación de serviciabilidad $\Delta PSI = p_0 - p_t = 4.5 - 2.5 = 2.0$ por tránsito

Se supone que por condiciones ambientales hay una pérdida adicional de 0.64 en 10 años, con lo que la pérdida de serviciabilidad es:

$$\Delta PSI = 2.0 - 0.64 = 1.36$$

Para $R = 95\%$, $S_0 = 0.45$, $W_{18} = 11.2 \times 10^6$ ESALs, $M_R = 2100 \text{ psi}$ y $\Delta PSI = 1.36$ corresponde $SN = 213 \text{ mm (8.4 pulg)}$, con:

$SN_1 = 92 \text{ mm}$ (3.6 pulg) para protección de base

$SN_2 = 123 \text{ mm}$ (4.8 pulg) para protección de subbase

Los coeficientes estructurales o de capa, en función de la calidad de los materiales que forman cada capa, son:

Concreto asfáltico: $a_1 = 0.36$

Base: $a_2 = 0.12$

Subbase: $a_3 = 0.12$

La base tiene buen drenaje y estará saturada menos del 5% del tiempo, por lo que $m_2 = 1.12$. La subbase tiene características de drenaje pobre y estará saturada el 25% del tiempo, correspondiéndole un coeficiente de drenaje $m_3 = 0.85$.

Se hizo un análisis de costos y se determinó que la base granular daba la mayor contribución estructural por dólar y que la capa de concreto asfáltico daba la menor contribución. Esta información se combina con la de los espesores mínimos para proteger capas y espesores mínimos constructivos.

- Espesor mínimo para capa asfáltica:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{92\text{mm}}{0.36} = 256 \text{ mm (10.1 pulg)}$$

Se adopta $D_1^* = 260 \text{ mm}$ (10.2 pulg)

$$SN_1^* = a_1 D_1^* = 0.36 \times 260 = 93.6 \text{ mm}$$

- Base granular

Como la capa más efectiva desde el punto de vista económico es la base granular, se elimina la subbase, resultando el espesor de base:

$$D_2 \geq \frac{SN - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{213 - 93.6}{0.12 \times 1.12} = 888 \text{ mm}$$

Se adopta $D_2^* = 900 \text{ mm}$

$$SN_2^* = 900 \times 0.12 \times 1.12 = 121 \text{ mm}$$

$$SN_1^* + SN_2^* = 93.6 + 121 = 214.6 \text{ mm} > 213 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{verifica}$$

El espesor de esta estructura es: $26 + 90 = 116 \text{ cm}$, que resulta muy caro desde el punto de vista de la excavación para construirla. Si se piensa en una solución full depth se tiene:

$$D_1 \geq \frac{SN}{a_1} = \frac{213\text{mm}}{0.36} = 592 \text{ mm}$$

Se adopta en este caso $D_1 = 600 \text{ mm} = 60 \text{ cm}$

Es decir que se cuenta con dos diseños: asfalto 26 cm y base 90 cm o alternativamente asfalto en espesor completo de 60 cm. (full depth).

¿Qué sucede si el tránsito de camiones se incrementa a razón de una tasa anual del 8%?

En este caso:

$$W_{18} = 14.49 \times 2.67 \times 10^6 \text{ ESALS} \times 0.50 \times 0.70 = 13.5 \times 10^6 \text{ ESALS}$$

y de esta manera se obtienen:

$$SN = 218 \text{ mm (8.6 pulg)}$$

$$SN_1 = 95 \text{ mm (3.7 pulg)}$$

$$SN_2 = 126 \text{ mm (5.0 pulg)}$$

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{95}{0.36} = 263 \text{ mm, se adopta } D_1^* = 270 \text{ mm} \quad SN_1^* = 270 \times 0.36 = 97.2 \text{ mm}$$

$$D_2 \geq \frac{SN - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{218 - 97.2}{0.12 \times 1.12} = 899 \text{ mm, se adopta } D_2 = 900 \text{ mm} \quad SN_2^* = 900 \times 0.12 \times 1.12 = 121 \text{ mm}$$

$$SN_1^* + SN_2^* = 97.2 + 121 = 218.2 \text{ mm} > 218 \text{ mm}$$

El espesor total resulta: $270 + 900 = 1170 \text{ mm} = 117 \text{ cm}$, es decir 1 cm más que en el caso anterior.

¿Qué pasa si se considera el módulo resiliente de la subrasante correspondiente a Junio, o sea $M_R = 34.5 \text{ MPa} = 5000 \text{ psi}$?

Se obtiene:

$$SN = 164 \text{ mm (6.4 pulg)}$$

$$SN_1 = 92 \text{ mm (3.6 pulg)}$$

$$SN_2 = 123 \text{ mm (4.8 pulg)}$$

SN_1 y SN_2 no cambian porque son función del módulo resiliente de base y subbase respectivamente. Esto implica que sólo varía el espesor de la capa que protege la subrasante. El espesor de la base será:

$$D_2 \geq \frac{SN - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{164 - 93.6}{0.12 \times 1.12} = 524 \text{ mm}$$

Se adopta $D_2^* = 550 \text{ mm}$ y se ve que el espesor de esta base se ha reducido de 900 a 550 mm (35.4 pulg a 21.7 pulg) ($\Delta D_2 = 35 \text{ cm} = 13.7 \text{ pulg}$).

8.8.2 Autopista urbana, $W_{18} = 2 \times 10^6 \text{ ESALS}$. El agua dreña del pavimento en aproximadamente una semana y la estructura del pavimento está expuesta a niveles próximos a la saturación en un 30% del tiempo. Los datos de los materiales son:

- Módulo elástico del concreto asfáltico a $20 \text{ }^\circ\text{C}$ ($68 \text{ }^\circ\text{F}$) = $3,100 \text{ MPa} = 45,000 \text{ psi}$

- Base: CBR = 100% $M_{BS} = 214 \text{ MPa} = 31000 \text{ psi}$
- Subbase: CBR = 22% $M_{SB} = 93.1 \text{ MPa} = 13500 \text{ psi}$
- Subrasante: CBR = 6% $M_{SB} = 62.1 \text{ MPa} = 9000 \text{ psi}$

Solución:

Como el pavimento es para una autopista urbana se adopta:

$$R = 99\%$$

$$S_0 = 0.49$$

$$P_0 = 4.5$$

$$P_t = 2.5$$

y así se obtiene del ábaco de la Figura 8.1:

$$SN = 108 \text{ mm (4.3 pulg)}$$

$$SN_1 = 70 \text{ mm (2.8 pulg)}$$

$$SN_2 = 94 \text{ mm (3.7 pulg)}$$

Los coeficientes de capa son:

$$\text{Concreto asfáltico: } a_1 = 0.44$$

$$\text{Base: } a_2 = 0.14$$

$$\text{Subbase: } a_3 = 0.10$$

Los coeficientes de drenaje para base y subbase son $m_2 = m_3 = 0.80$

Espesor de concreto asfáltico:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{70}{0.44} = 159 \text{ mm (6.3 pulg)} \quad \text{se adopta } D_1^* = 160 \text{ mm} \quad SN_1^* = 160 * 0.44 = 70.4 \text{ mm}$$

Espesor para base:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{94 - 70.4}{0.14 * 0.8} = 211 \text{ mm (8.3 pulg)}$$

$$\text{Se adopta } D_2^* = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm} \quad SN_2^* = 250 * 0.14 * 0.80 = 28 \text{ mm}$$

Espesor para subbase:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} = \frac{108 - (70.4 + 28)}{0.10 * 0.8} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Se adopta } D_3^* = 150 \text{ mm} \quad SN_3^* = 150 * 0.10 * 0.8 = 12 \text{ mm}$$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = 70.4 + 28 + 12 = 110.4 \text{ mm} > 108 \text{ mm} \Rightarrow \text{verifica}$$

¿Qué pasa si el módulo del concreto asfáltico fuera un 30% menor?

$E_{AC} = 2170 \text{ MPa} = 315000 \text{ psi}$ $a_1=0.38$ y esto obliga a hacer una capa asfáltica de mayor espesor, aunque el número estructural de todo el paquete no cambie y siga siendo 108 mm.

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{70}{0.38} = 184 \text{ mm, se adopta } D_1^* = 190 \text{ mm} \quad SN_1^* = 190 * 0.38 = 72.2 \text{ mm}$$

Espesor de base granular:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{94 - 72.2}{0.14 * 0.8} = 195 \text{ mm} \quad \text{se adopta } D_2^* = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm,}$$

Menor que el caso anterior.

$$SN_2^* = 200 * 0.14 * 0.80 = 22.4 \text{ mm}$$

Espesor de subbase:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_2 m_2} = \frac{108 - (72.2 + 22.4)}{0.10 * 0.8} = 168 \text{ mm,} \quad \text{se adopta } D_3^* = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$SN_3^* = 200 * 0.10 * 0.8 = 16 \text{ mm}$$

$$SN_1 + SN_2^* + SN_3^* = 72.2 + 22.4 + 16 = 110.6 \text{ mm} > 108 \text{ mm}$$

¿Qué pasa si el módulo de la base es un 30% menor?

$$E_{BS} = 150 \text{ MPa} = 21700 \text{ psi}$$

$$a_2 = 0.249 \log E_{BS} - 0.977 = 0.249 \log 21700 - 0.977 = 0.10 \quad SN_1 = 80 \text{ mm}$$

Espesor de capa asfáltica:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{80}{0.44} = 182 \text{ mm} \quad \text{se adopta } D_1^* = 190 \text{ mm} \quad SN_1^* = 190 * 0.44 = 83.6 \text{ mm}$$

Espesor de base:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{94 - 83.6}{0.10 * 0.8} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Se adopta } D_2^* = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm} \quad SN_2^* = 150 * 0.10 * 0.8 = 12 \text{ mm}$$

Espesor de subbase:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} = \frac{108 - (83.6 + 12)}{0.10 * 0.8} = 155 \text{ mm}$$

Se adopta $D_3^* = 200 \text{ mm}$ $SN_3^* = 200 \times 0.10 \times 0.8 = 16 \text{ mm}$

$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = 83.6 + 12 + 16 = 111.6 \text{ mm} > 108 \text{ mm} \Rightarrow$ verifica

8.8.3 Usando el programa DIPAV diseñar un pavimento flexible para una calle colectoras con estos datos:

No. de ESALs previstos = 1.5×10^6

M_R para subrasante = 41.4 MPa = 6000 psi

Propiedades de los materiales

Material	Coefficiente de Capa	Coefficiente de drenaje
Concreto asfáltico	0.40	1.00
Piedra partida	0.16	1.20
Grava	0.10	1.00

Se adopta:

$p_o = 4.2$

$p_t = 2.5$

R = 85%

$S_o = 0.45$

El programa da SN = 98 mm (3.87 pulg) y la pantalla aparece como en la Figura 8.12.

Figura 8.12. Datos de entrada del problema tal como aparecen en pantalla

En la Figura 8.13, se muestra la pantalla del diseño con verificación por capas para este ejemplo:

Cálculo de Espesor de Capas

Diseño con verificación por capas | Diseño especificado

Nombre de Capa	Coefficiente Estructural	Coefficiente de Drenaje	Módulo de Elasticidad (kPa)	Espesor Especificado (mm)	Espesor Calculado (mm)
Concreto asfáltico	0.4	1	2,500,000		125
Piedra partida	0.16	1.2	240,000		110
Grava	0.1	1	97,000		272

Calcular Volver

Figura 8.13. Ventana de diseño con verificación por capas para este ejemplo

CAPITULO 9

DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

9.1. INTRODUCCIÓN

La primera guía AASHTO para diseño de pavimentos rígidos se publicó en 1962 ("AASHTO Interim Guide for Design of Pavement Structures"). Esta fue evaluada y revisada en 1972 y 1981. Entre 1984 y 1985, el Subcomité en Diseño de Pavimentos y consultores revisaron la guía en vigencia y así sale la "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures (1986) con muchas variaciones con respecto a las versiones anteriores. En 1993 se publica una nueva versión de la guía, pero sin cambios en lo que concierne al diseño de pavimentos rígidos.

El programa DIPAV surge como un desarrollo boliviano y un aporte del IBCH para el diseño de pavimentos rígidos, puesto que, a pesar de que está en consulta el Método Mecánico – Empírico de AASHTO, aún tomará varios años para su implementación completa y de todos modos se requiere una herramienta de diseño, puesto que el método mecánico empírico es iterativo en base a deterioros esperados y requiere una calibración local no muy fácil de realizar.

El criterio para diseño de pavimentos rígidos se basa en los resultados de los ensayos del AASHTO Road Test realizados en Ottawa, Illinois, entre 1958 y 1960.

La fórmula original deducida de este ensayo es:

$$\text{Log } W = \log p + G/\beta \quad (9.1)$$

siendo:

W = número de cargas de ejes tipo aplicadas hasta la serviciabilidad final

G = una función (el logaritmo) de la relación de pérdida de serviciabilidad en el tiempo t con respecto a la pérdida potencial para una serviciabilidad de 1.5

β = función del diseño y de las cargas que influyen en la forma de la curva p (serviciabilidad) vs. W.

Las expresiones de ρ y β son diferentes a las elaboradas para pavimentos flexibles.

$$\log \rho = 5.85 + 7.35 \log(D + 1) - 4.62 \log(L_1 + L_2) + 3.28 \log L_2 \quad (9.2)$$

$$\beta = 1.00 + \frac{3.63(L_1 + L_2)}{(D + 1)^{8.46} L_2^{3.52}} \quad (9.3)$$

donde:

D = espesor de la losa, en pulg

L_1 = carga en un eje simple o tándem, en kips

L_2 = código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

La ecuación (9.1) fue modificada en 1962 usando la ecuación de tensiones en esquina de Spangler para tener en cuenta las propiedades del material: resistencia a la flexión, módulo de elasticidad y reacción de soporte de subrasante.

Las innovaciones presentadas en la guía de 1986 son: confiabilidad R , desvío estándar de las variables S_0 , coeficiente de drenaje C_d y también la posibilidad de considerar la acción de suelos expansivos y efectos de hinchamiento por helada. El factor LS (pérdida de soporte) fue agregado para tener en cuenta la pérdida de soporte por erosión de la subbase o por movimientos verticales diferenciales del suelo. Este factor LS reduce el valor efectivo de k .

La fórmula resultante es:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 7.35 \log(D+1) - 0.06 + \frac{\log \frac{\Delta PSI}{4.5-1.5}}{1 + \frac{1.625 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_t) \log \left[\frac{S_c' C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J \left(D^{0.75} - 18.42 \left(\frac{k}{E_c} \right)^{0.25} \right)} \right] \quad (9.4)$$

donde:

W_{18} = número de cargas de 18 kips (80 kN) previstas

Z_R = abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

S_0 = desvío estándar de todas las variables

D = espesor de la losa del pavimento, en pulg.

ΔPSI = pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño

p_t = serviciabilidad final

S_c' = módulo de rotura del hormigón, en psi

J = coeficiente de transferencia de cargas

C_d = coeficiente de drenaje

E_c = módulo de elasticidad del hormigón, en psi

k = módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de balasto), en psi/pulg

9.2. VARIABLES DE ENTRADA

Se describen a continuación las variables a tener en cuenta en el diseño de un pavimento rígido por el método AASHTO.

9.2.1. Variables de tiempo

Son ellas la vida útil del pavimento y el período de análisis. Tienen el mismo significado que para pavimentos flexibles, por lo que no se las describirá aquí.

9.2.2. Tránsito

Al igual que para pavimentos flexibles, el tránsito es reducido a un número de pasadas de ejes tipo de 18 kips (80 KN) a través de los factores equivalentes de carga, LEF, que difieren de los usados para pavimentos flexibles.

9.2.3. Confiabilidad y desviación estándar

Tiene el mismo significado que para pavimentos flexibles, es decir que se refiere al grado de certidumbre de que un dado diseño puede llegar al fin de su período de análisis en buenas condiciones. En cuanto al desvío estándar de las variables, S_0 , se recomienda para pavimentos rígidos un valor de 0.34 para el caso en que se considere la varianza del tránsito futuro y $S_0 = 0.39$ para el caso en que ésta no esté considerada.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de valores de Z_R en función al valor de confiabilidad:

Tabla 9.1. Relación de confiabilidad y el valor de Z_R

Confiabilidad R, %	Desviación normal estándar 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

9.2.4. Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación

Con este método se puede prever la pérdida de serviciabilidad por estas causas, las que se suman a las de tránsito. Se hace el mismo análisis que para pavimentos flexibles.

9.2.5. Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad

Vale lo expresado en el capítulo correspondiente a pavimentos flexibles.

9.2.6. Módulo de reacción de la subrasante

A partir del módulo de reacción de la subrasante (valor real), por una serie de pasos descrito en el Capítulo 4 "Caracterización de subrasante", se obtiene un k efectivo para usar en los cálculos.

9.2.7. Caracterización de los materiales que forman el pavimento

El módulo elástico del pavimento se determina con la ecuación:

$$E_c = 57000 (f_c')^{0.5} \quad (9.5.a)$$

donde:

E_c = módulo elástico del hormigón (psi)

f_c' = resistencia a la compresión simple del hormigón (psi)

La misma ecuación expresada en unidades métricas:

$$E_c = 150000 (f_c')^{0.5} \quad (9.5.b)$$

donde:

E_c = módulo elástico del hormigón (KPa)

f_c' = resistencia a la compresión simple del hormigón (KPa)

El módulo de rotura o resistencia a la tracción por flexión del hormigón f_r' se determina con el ensayo a flexión con carga al tercio y está relacionado con f_c' a través de la ecuación:

$$f_r' = K (f_c')^{0.5} \quad (9.6)$$

f_r' y f_c' están dados en psi, K es una constante que varía entre 7 y 12.

La resistencia a la tracción indirecta está relacionada con f_r' a través de:

$$f_t' = 1.02f_r' + 210 \quad (9.7.a)$$

con las resistencias en psi.

Alternativamente, con las resistencias en kPa se puede expresar:

$$f_t' = 1.02f_r' + 1450 \quad (9.7.b)$$

9.2.8. Drenaje

En este caso se usa un coeficiente de drenaje C_d que puede variar entre 0.70 y 1.25 según sea la calidad del drenaje, a mayor C_d , mejor drenaje. Sobre este tema se ha hablado en el capítulo 7, en el cual se encuentra detallada la tabla de valores para C_d .

9.2.9. Transferencia de cargas

El concepto de transferencia de cargas en las juntas transversales, se refiere a la capacidad de una losa de transferir una parte de su carga a la losa vecina. De este modo, una junta con el 100% de transferencia de carga será aquella que transfiera la mitad de su carga a la losa vecina, reduciendo por tanto sus tensiones de borde según se muestra en la Figura 9.1.

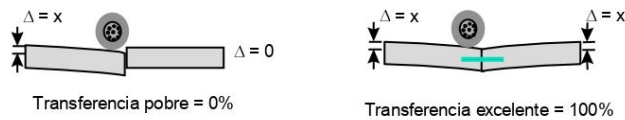


Figura 9.1. Transferencia de carga longitudinal

Como puede apreciarse, para lograr una efectiva transferencia de cargas en sentido longitudinal, para tráficos pesados, especialmente en carreteras, se debe usar barras pasajuntas en todas las juntas transversales. En caso de no usarlas, lo cual es común en pavimentos urbanos de tráfico liviano, el sistema constructivo de vaciar todas las losas en una sola franja y cortar las juntas en aproximadamente 1/3 del espesor de la losa, permite que se desarrolle una fricción entre agregados gruesos en la zona de contacto en las juntas, para lo cual se recomienda espaciamientos de juntas no muy grandes a fin de reducir la apertura entre las juntas, mejorando este tipo de transferencia de cargas al tener los agregados un mayor contacto.

Por otra parte, la capacidad de transferencia de cargas en el sentido transversal tiene una importante influencia desde el punto de vista del diseño, de manera que en sentido transversal, el uso de bermas de hormigón atadas, o sobreeanchos (losas con parte de la berma maciza incorporada), tiene un efecto positivo en la reducción de esfuerzos en las losas. De acuerdo con estudios de deflexión elaborados por la American Concrete Pavement Association (ACPA), si se carga una losa sin barras pasajuntas en una esquina, se producirá una deflexión 5 veces mayor que si la carga se colocara en el centro de la losa. Esta misma deflexión sería 3 veces mayor si la esquina estuviera vinculada con la losa adyacente mediante barras pasajuntas. Este estudio muestra la importancia de utilizar sobreeanchos y barras pasajuntas para tráficos pesados puesto que puede reducirse notablemente los esfuerzos de tensión en bordes y esquinas o bien optimizar el diseño reduciendo los espesores de diseño.

Como se ha indicado, el desempeño de un pavimento mejora con la adición de barras pasajuntas y sobreeanchos, factores que se toman en cuenta en el diseño a través del "coeficiente de transferencia de carga (J)" que permite considerar el apoyo lateral provisto en las esquinas de la losa; los dispositivos de transferencia de cargas; interacción de agregados, y la presencia de bermas de hormigón vinculadas. Coeficientes de transferencia de carga más altos corresponden a menor soporte.

Como una guía general para el rango de coeficientes de carga, mayores coeficientes deben ser usados con valores bajos de k ; altos coeficientes térmicos y mayores variaciones de temperatura. La siguiente tabla provee recomendaciones para la selección de coeficientes de transferencia de carga:

Tabla 9.2. Coeficientes de transferencia de cargas

Tipo de Pavimento	Berma de Asfalto		Berma de Ho. Vinculada	
	Disp. de Transferencia		Disp. de Transferencia	
	si	no	si	no
Junta Sencilla y Junta Reforzada	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2
Continuamente Reforzada	2.9 - 3.2	N/D	2.3 - 2.9	N/D

El diseño de pavimentos rígidos es sumamente sensible a esta variable y es importante su consideración en función de las características de clima, de suelo y condiciones generales de apoyo a fin de seleccionar un valor dentro de los rangos previstos. Los rangos inferiores de "J" son sólo aplicables si se tienen suelos duros y condiciones climáticas apropiadas. Las columnas que indican "Berma de asfalto" implican que no existe ningún soporte lateral, es por tanto aplicable a berma de tierra, losa suelta y separada de un cordón en calles etc. Mientras que "Berma de Hormigón" significa un sobrecorrido macizo de al menos 50 cm con acceso restringido; cunetas atadas; cordones vinculados a la losa o berma de hormigón vinculada propiamente dicha.

9.3. CÁLCULO DE ARMADURAS

9.3.1. Variables para cálculo de armaduras en pavimentos con juntas

9.3.1.1. Longitud de losa

Esta variable se refiere al espaciamiento entre juntas transversales. La longitud de las losas afecta el comportamiento de los pavimentos de hormigón armado con juntas.

9.3.1.2. Tensiones de trabajo

Las tensiones de trabajo en las barras, f , deben ser el 75% del valor de la tensión de fluencia, así para un acero Grado 40, la tensión admisible es 207 MPa (30000 psi) y para un acero Grado 60 es de 307 MPa (45000 psi).

9.3.1.3. Factor de fricción

Representa la resistencia friccional entre la parte inferior de la losa y la parte superior de la subbase o subrasante (si no hay subbase) y es equivalente a un coeficiente de fricción. Este factor de fricción F fue deducido en base a la teoría de fricción de un cuerpo sobre otro y se usa para estimar el porcentaje de armadura de acero requerida. Este porcentaje responde a la ecuación:

$$P_s = \left[\frac{L F}{2 f_s} \right] 100 \quad (9.10.a)$$

Se supone un peso unitario del hormigón de 2300 Kg/m³ (22.5 kN/m³ o 144 pcf)

P_s = porcentaje requerido de armadura

L = longitud de la losa (pies)

F = factor de fricción

f_s = tensión de trabajo del acero (ksi)

Cuando se trabaja en unidades métricas, la fórmula (9.10.a) se transforma en:

$$P_s = \left[\frac{\gamma_H L F}{2 f_s} \right] 100 \quad (9.10.b)$$

P_s = porcentaje requerido de armadura

γ_H = peso específico del hormigón (del orden de 22.5 kN/m³)

L = longitud de la losa (m)

F = factor de fricción

f_s = tensión de trabajo del acero (KPa)

El factor de fricción indica la fuerza requerida para hacer deslizar la losa sobre la subbase en términos del peso de losa. En otras palabras, un F = 1.5 indica que es necesaria una fuerza 1.5 veces el peso de la losa para provocar el deslizamiento de la misma sobre la subbase. En la tabla 9.3 se indican algunos valores del factor de fricción F.

Tabla 9.3. Valores del factor de fricción

Tipo de material bajo la losa	Factor de fricción F
Tratamiento superficial	2.2
Estabilización con cal	1.8
Estabilización con asfalto	1.8
Estabilización con cemento	1.8
Grava de río	1.5
Piedra partida	1.5
Arenisca	1.2
Subrasante natural	0.9

9.3.2. Variables para cálculo de armaduras en pavimentos continuos

9.3.2.1. Resistencia a la tracción del hormigón

Se usa la resistencia a la tracción a los 28 días. Para la Guía AASHTO este valor es el 86% del módulo de rotura del hormigón.

9.3.2.2. Retracción del hormigón

La retracción por secado es la que ocurre por pérdida de agua y su efecto es una reducción de las dimensiones de la pieza de hormigón. Los valores recomendados por AASHTO (1993) están en la tabla 9.4.

Tabla 9.4. Valores de contracción del hormigón

Resistencia a la tracción Indirecta f'_c kPa (psi)	Contracción en mm/mm (pulg/pulg)
2070 (300)	0.0008
2760 (400)	0.0006
3450 (500)	0.00045
4140 (600)	0.0003
4830 (700)	0.0002

9.3.2.3. Coeficiente de dilatación del hormigón

El coeficiente de dilatación térmica varía con la relación A/C, la edad del hormigón, el contenido de cemento, la humedad relativa y el tipo de agregado. Este último es el que ejerce mayor influencia. En la tabla 9.5 se dan valores del coeficiente de dilatación en función de la naturaleza del agregado grueso.

Tabla 9.5. Coeficientes de dilatación del hormigón

Tipo de agregado grueso	Coeficiente de dilatación $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$)
Cuarzo	11.9 (6.6)
Arenisca	11.7 (6.5)
Grava	10.8 (6.0)
Granito	9.5 (5.3)
Basalto	8.6 (4.8)
Caliza	6.8 (3.8)

9.3.2.4. Diámetro de barras

Tienen influencia en las tensiones experimentadas por el pavimento de hormigón. Los nomogramas de diseño AASHTO a usar consideran barras No.4 a No.7. El diámetro en pulgadas de estas barras es su número dividido entre 8.

Nº 4	Diámetro	4/8 = 0.5 pulg	= 12 mm
Nº 5	Diámetro	5/8 = 0.625 pulg	= 16 mm
Nº 6	Diámetro	6/8 = 0.75 pulg	= 20 mm
Nº 7	Diámetro	7/8 = 0.875 pulg	= 22 mm

9.3.2.5. Coeficiente de dilatación del acero

Se adopta un valor de 9.0×10^{-6} mm/mm/ $^{\circ}\text{C}$ ó 5×10^{-6} pulg/pulg/ $^{\circ}\text{F}$

9.3.2.6. Diferencia de temperatura de diseño

Es la diferencia entre la temperatura media de curado del hormigón y la temperatura mínima. Para la temperatura media de curado del hormigón se toma la temperatura media máxima durante el mes en que se piensa construir el pavimento. La temperatura mínima es la temperatura media mensual mínima de la zona donde está el pavimento.

$$DT_D = T_H - T_L \quad (9.11)$$

DT_D = diferencia de temperatura de diseño en °C ó °F

T_H = temperatura máxima media en el mes de la construcción, en °C ó °F

T_L = temperatura mínima media durante el mes más frío del año, en °C ó °F

9.3.2.7. Factor de fricción

Este factor es el mismo que para pavimentos con juntas.

9.4. PROCEDIMIENTO PARA DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LOSA

Este puede ser determinado mediante el empleo de la fórmula de diseño, procedimiento algo tedioso por lo complicado de la misma, por el uso de ábacos de diseño (Figura 9.3) o mediante programas de computación como DIPAV.

Para el uso del ábaco se debe contar con los siguientes datos:

- Módulo efectivo de reacción de la subrasante
- Tránsito estimado para el período de vida útil W_{18} (ESALs)
- Confiabilidad R (%)
- Desvío estándar de todas las variables S_o
- Pérdida de serviciabilidad $\Delta PSI = p_o - p_t$
- Módulo elástico del hormigón E_c (psi)
- Módulo de rotura del hormigón S_c' (psi)
- Coeficiente de transferencia de cargas J
- Coeficiente de drenaje C_d

En la Figura 9.2 se presenta un ejemplo de cómo usar los ábacos.

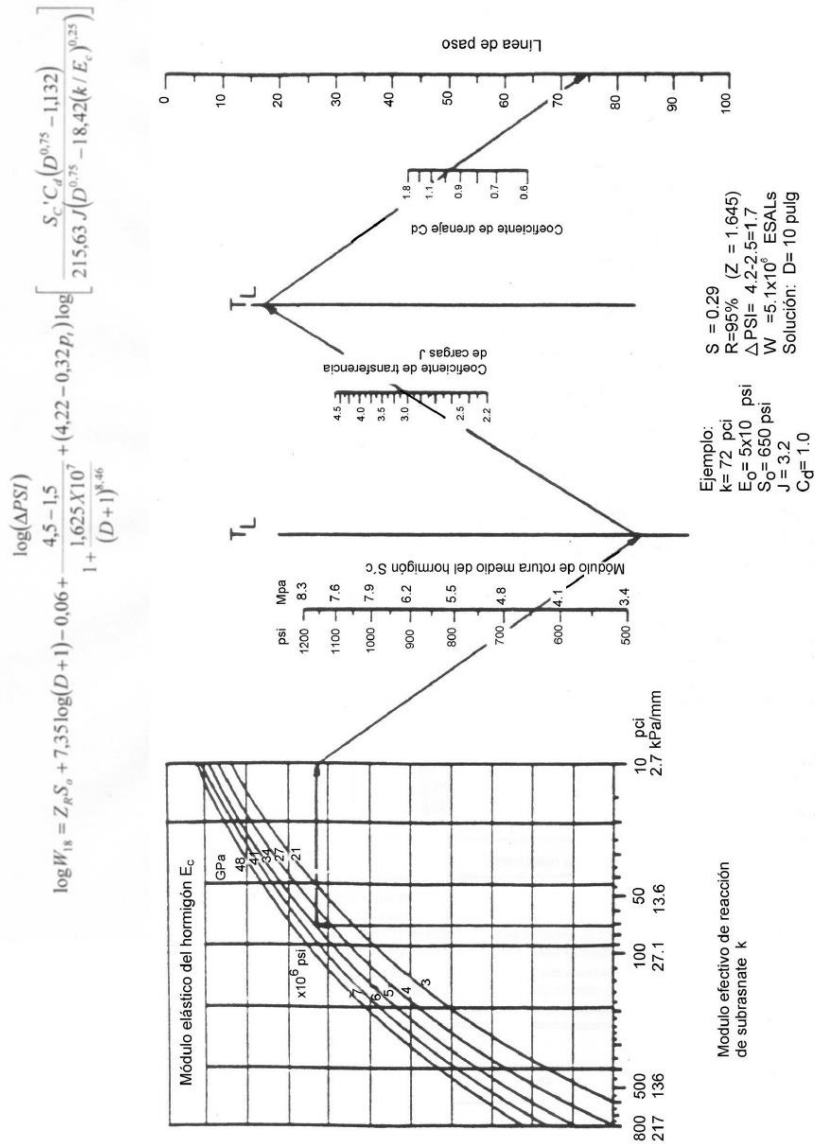


Figura 9.2.a. Ábaco de diseño para pavimentos rígidos

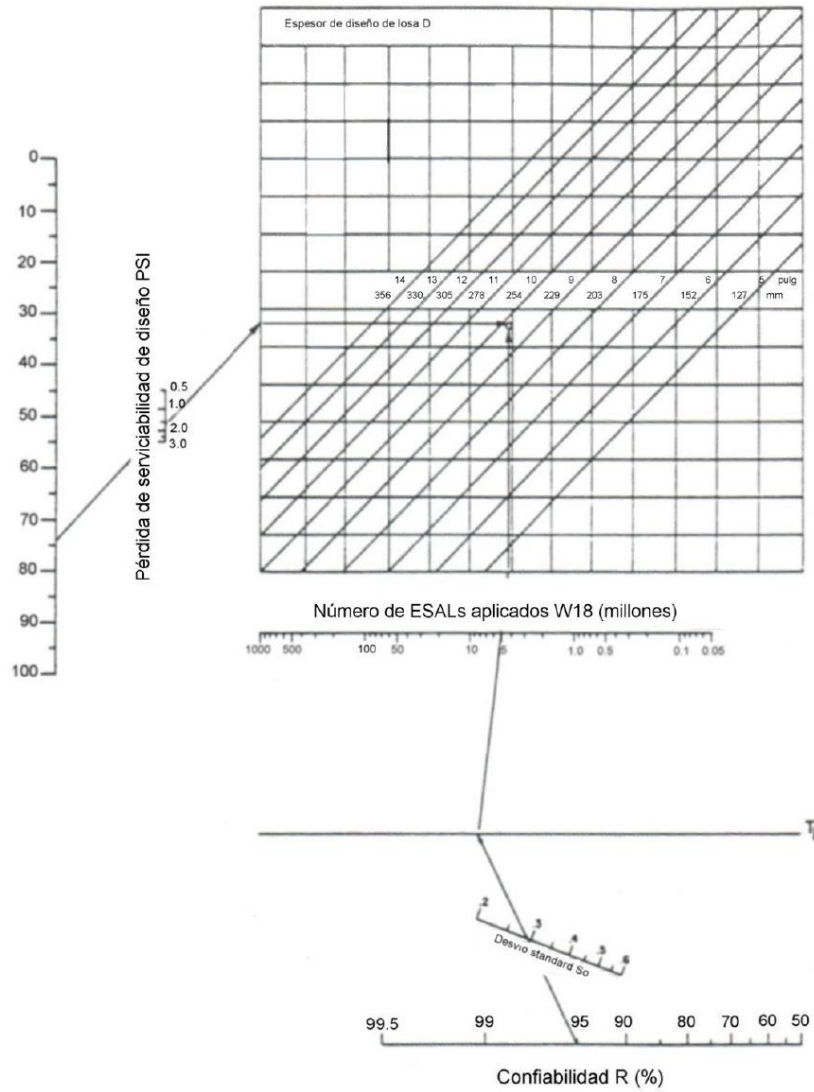


Figura 9.2.b. Ábaco de diseño para pavimentos rígidos

9.4.1. Construcción por etapas

Un pavimento rígido normalmente se debe diseñar para soportar el período de análisis completo mediante un espesor adecuado de losa, este aspecto es muy importante al momento de tomar decisiones, puesto que, al incrementar 2 a 3 cm el espesor de losa prácticamente se puede duplicar la capacidad estructural del pavimento, por este motivo, desde el punto de vista del costo, es mucho mejor diseñar un pavimento rígido para períodos de vida de 25 a 30 años, siendo común que las carreteras de alto tráfico de países industrializados consideren períodos de vida de hasta 40 años, por este motivo no es recomendable diseñar un pavimento rígido en etapas.

9.4.2. Consideraciones de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales

La metodología es igual que para pavimentos flexibles, con la diferencia de que se elige un espesor de losa en lugar de un número estructural para comenzar los tanteos.

Normalmente, en el caso de pavimentos rígidos es preferible efectuar un cambio de material, controlando las expansiones mediante mejoramientos de subrasante y bases estabilizadas en lugar de realizar el procedimiento de pérdida de serviciabilidad.

9.4.3. Diseño de armaduras

Se aplica para pavimentos reforzados con juntas, técnica que poco a poco está perdiendo vigencia. El objetivo de la armadura en una losa de pavimento es mantener las fisuras que pueden llegar a formarse bien unidas y de esta manera conseguir que el pavimento se comporte como una unidad estructural. Para las armaduras se pueden usar barras o mallas soldadas.

9.4.4. Armadura longitudinal para pavimento con juntas

En un pavimento de hormigón armado con juntas, las armaduras se calculan con la teoría de la fuerza de roce. Los datos de entrada son:

- Longitud de losa, L
- Tensión de trabajo del acero, f_s
- Factor de fricción, F

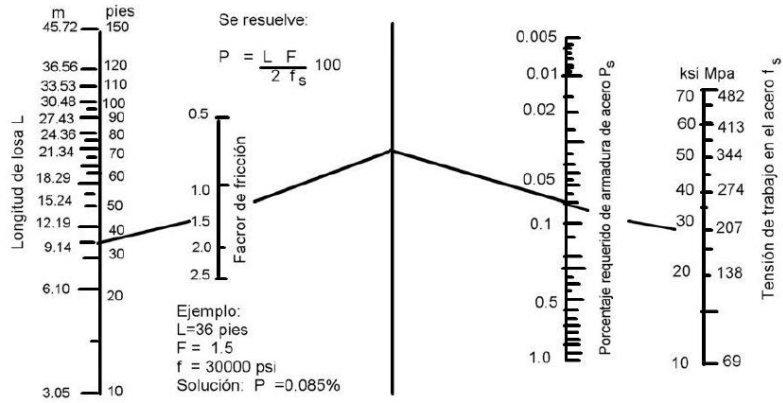


Figura 9.3. Ábaco de diseño para pavimentos de hormigón armado con juntas

En la Figura 9.3 se presenta un ábaco aunque la fórmula es muy sencilla. Este sirve tanto para el cálculo de armadura longitudinal como para armadura transversal en pavimentos de hormigón armado con juntas y también para el cálculo de la armadura transversal en pavimentos de hormigón armado continuos. Este criterio no tiene en cuenta el efecto de deflexiones repetidas debidas a tránsito pesado, un factor que debe ser considerado en el diseño de armaduras. Otros modelos indican cuantías superiores de armadura.

9.4.5. Armaduras longitudinales para pavimentos continuos

Para realizar este cálculo se recomienda hacer una planilla como la de la tabla 9.6.

Tabla 9.6.

Datos de entrada			
Variables de entrada	Valor	Variables de entrada	Valor
Barra, diámetro Φ		Relación α_s/α_c	
Contracción del hormigón Z (pulg/pulg ó cm/cm)		Diferencia de temperatura De diseño DT_D ($^{\circ}F$ ó $^{\circ}C$)	
Resistencia a la tracción del Hormigón f_t (psi o MPa)		Tensión transmitida por rueda σ_w (psi o MPa)	

Tabla 9.7. Criterio de diseño y porcentaje requerido de acero

	Espaciamiento de fisuras (pies)	Ancho de fisura Admisible $W_{m\acute{a}x}$ (pulg)	Tensión admisible en Acero σ_s ksi
Valor de criterio Limitante	Máx 8.0 Min 3.5		
Porcentaje mínimo requerido de acero			$P_{m\acute{i}n}$
Porcentaje			$P_{m\acute{a}x}$

máximo requerido de acero			
---------------------------------	--	--	--

Los datos de entrada son:

- Resistencia a la tracción directa del hormigón f_t
- Contracción del hormigón a los 28 días Z
- Coeficiente térmico del hormigón α_c
- Diámetro de armaduras d
- Coeficiente térmico del acero α_s
- Diferencia de temperatura de diseño DT_D
- Tensión transmitida por la rueda al pavimento σ_w (psi). Obtenida a partir del ábaco de la Figura 9.4.

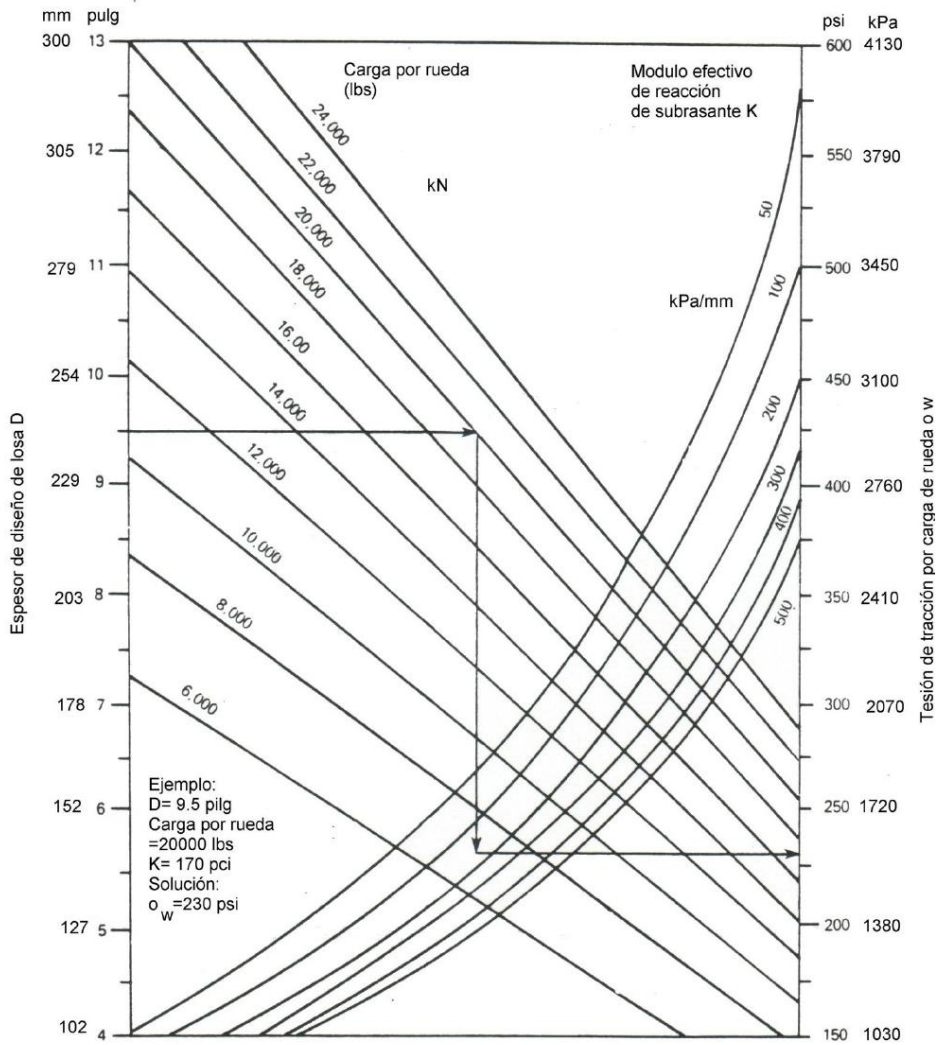


Figura 9.4. Ábaco para estimar las tensiones de tracción debidas a carga de rueda

9.4.6. Criterios limitantes

Hay tres criterios limitantes:

- Espaciamiento de fisuras. Para minimizar el potencial de punzonados, los espaciamientos mínimos y máximos para diseño son 3.5 pies (1.1 m) y 8 pies (2.4 m).
- Ancho de fisura. El máximo ancho admisible no debe exceder 0.04 pulg (1.02 mm). No obstante, el ancho de fisura debería ser reducido tanto como sea posible mediante la selección de un alto porcentaje de acero o barras de diámetro pequeño. Un valor de 0.023 pulg (0.58 mm) es conveniente como ancho máximo de fisura.
- Tensión en el acero. Se debe tomar el 75% de la resistencia última del acero.

Los valores de estas tensiones están en la tabla 9.8, elaborada para acero Grado 60.

Tabla 9.8. Tensiones de trabajo en el acero en MPa (ksi)

f _i ' del hormigón a los 28 días		Tamaño de armaduras		
KPa	psi	Nº 4	Nº 5	Nº 6
2070	300	448 (65)	393 (57)	372 (54)
2760	400	462 (67)	414 (60)	379 (55)
3450	500	462 (62)	421 (61)	386 (56)
4140	600	462 (67)	434 (63)	400 (58)
4830	700	462 (67)	448 (65)	407 (59)
5520	800	462 (67)	462 (67)	414 (60)

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1) Se emplean los ábacos de las Figuras 9.5, 9.6 y 9.7 para satisfacer cada criterio límite. Los valores resultantes se colocan en la planilla de la tabla 9.7.

2) Si $P_{máx}$ es mayor o igual que $P_{mín}$ se va al paso 3. Si $P_{máx}$ es menor que $P_{mín}$ entonces:

- Revisar los datos de entrada y decidir qué cambiar.
- Indicar los datos modificados en la tabla 9.8. Indicar el cambio de criterio limitante con cada cambio de variable realizado y marcarlo en la tabla 9.9. Verificar si los datos modificados afectan el diseño de subbase y espesor de losa. Si es necesario, recalculer éstos.
- Usando los ábacos de las figuras 9.5, 9.6 y 9.7 determinar los porcentajes de acero y adjuntarlos en tabla 9.13.
- Si $P_{máx}$ mayor o igual que $P_{mín}$ se va al paso 3. Si ocurre lo contrario, se vuelve a 2 usando el espacio de la tabla 9.13 para pruebas adicionales.

$P_{máx}$ resulta superior a $P_{mín}$ cuando:

- La tensión admisible adoptada en el acero es muy baja.
- El ancho de fisura admisible es muy bajo.
- La variación de temperatura de diseño es muy alta.
- El diámetro de las barras es muy pequeño.

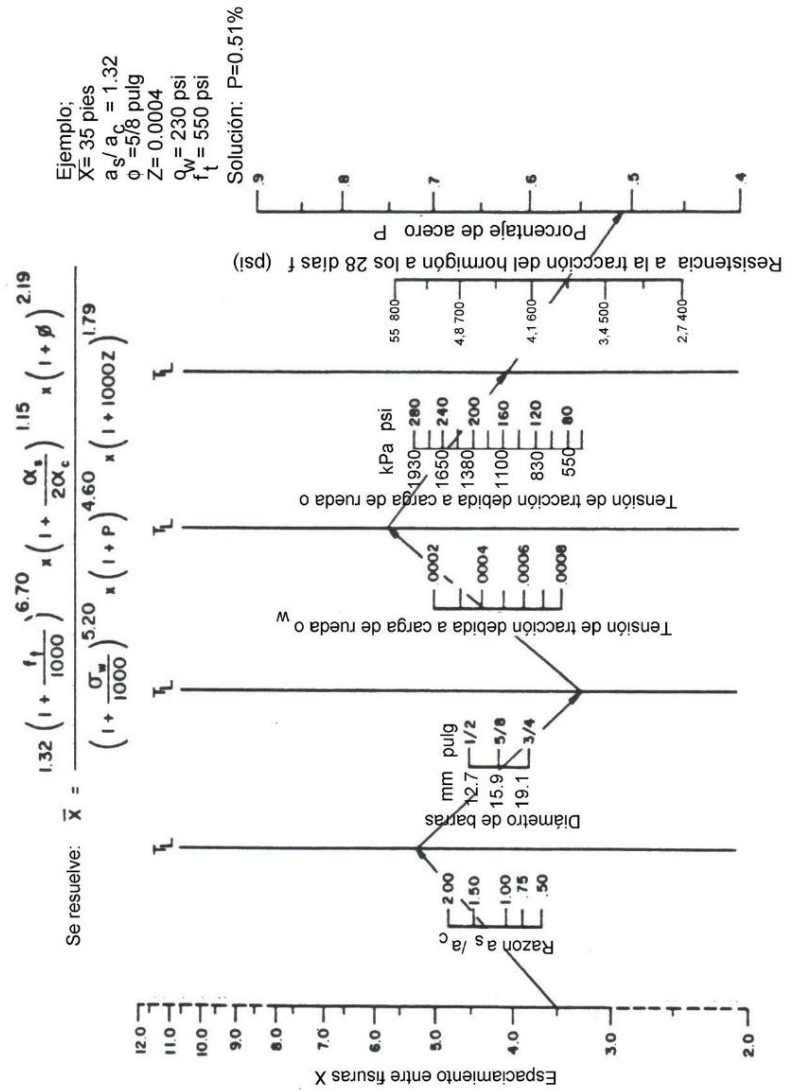


Figura 9.5. Porcentaje de armadura longitudinal para satisfacer criterio de espaciamiento de fisuras

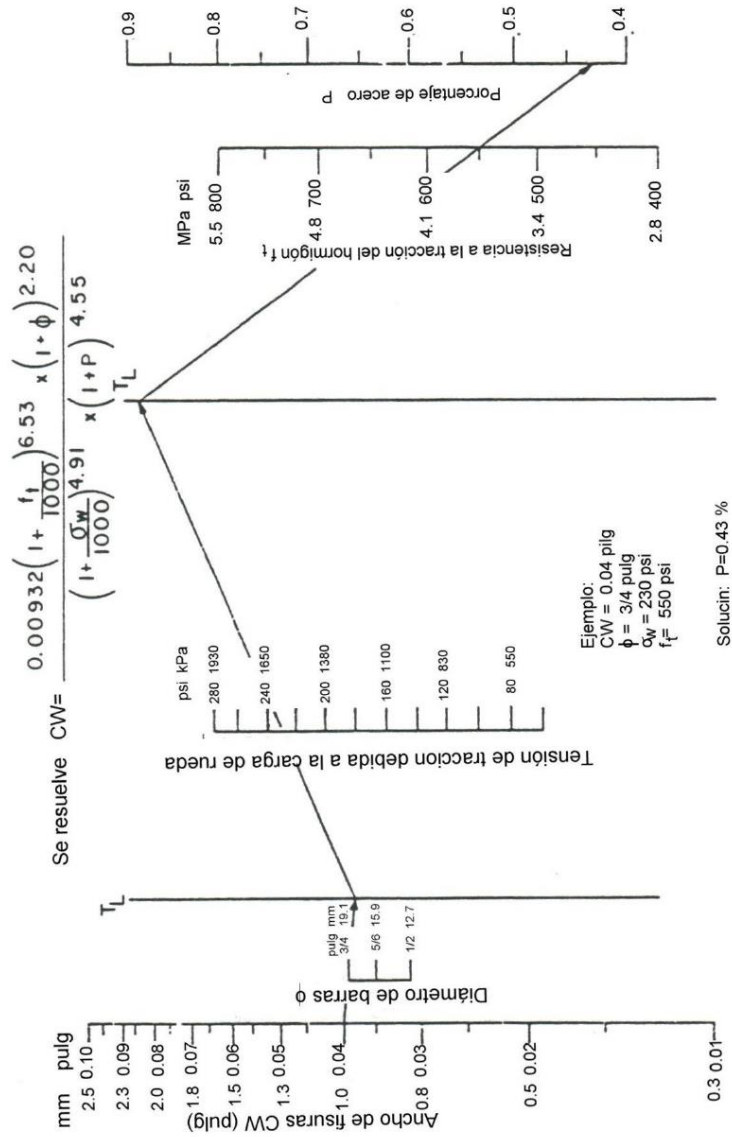


Figura 9.6. Porcentaje mínimo de amadura longitudinal para satisfacer criterio de ancho de fisuras

Ejemplo:
 $\sigma_s = 57$ ksi
 $D_T = 55^\circ\text{F}$
 $Z = 0.0004$
 $\sigma_w = 230$ psi
 $f_t = 550$ psi
 Solución $P = 0.47\%$

Se resuelve:
$$\sigma_s = \frac{47,300 \left(1 + \frac{D_T}{100}\right)^{0.425} \left(1 + \frac{f_t}{1000}\right)^{4.09}}{\left(1 + \frac{\sigma_w}{1000}\right)^{3.14} \left(1 + 1000Z\right)^{0.494} x (1+P)^{2.74}}$$

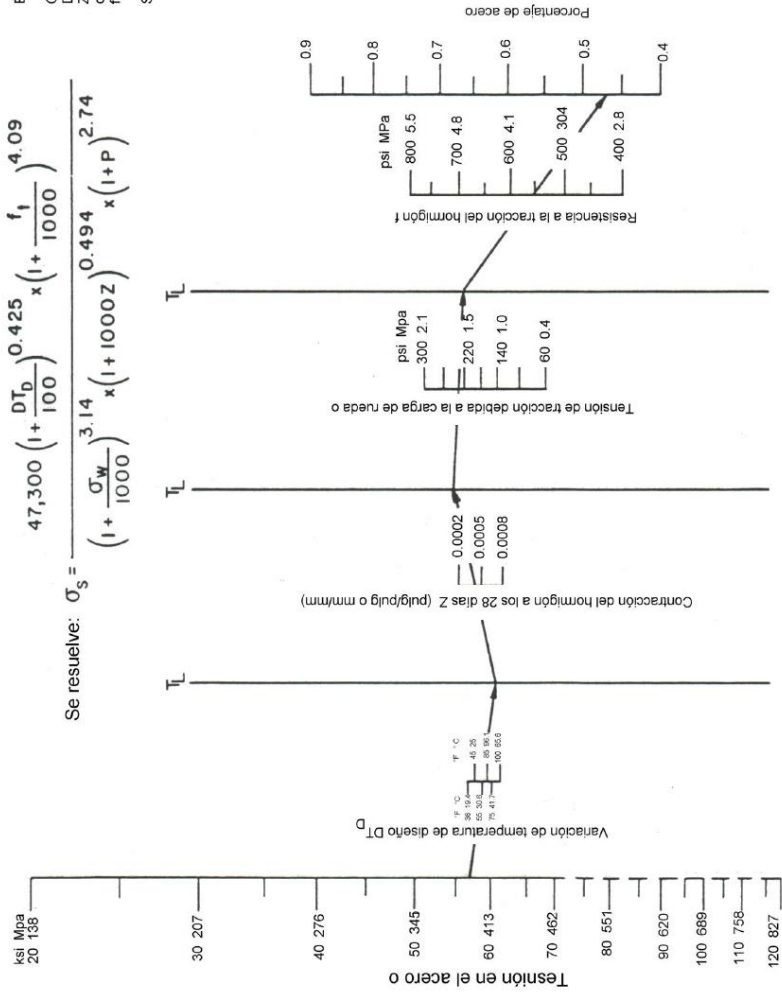


Figura 9.7. Porcentaje mínimo de armadura longitudinal Para satisfacer criterio de tensión en acero

3) Determinar el número de barras requeridas:

$$N_{\min} = 0.01273 P_{\min} W_s (D / \phi^2) \quad (9.12)$$

$$N_{\max} = 0.01273 P_{\max} W_s (D / \phi^2) \quad (9.13)$$

donde:

- N_{\min} = cantidad mínima requerida para barras
- N_{\max} = cantidad máxima requerida para barras
- P_{\min} = porcentaje mínimo de armadura requerido
- P_{\max} = porcentaje máximo de armadura requerido
- W_s = ancho total de la sección del pavimento (pulg)
- D = espesor de la losa de hormigón
- Φ = diámetro de barras de acero (pulg)

4) Se adopta $N_{\text{diseño}}$ tal que $N_{\min} \leq N_{\text{diseño}} \leq N_{\max} \times N_{\text{diseño}}$ (debe ser un entero)

En general se recomienda un mínimo de 0.6% de armadura longitudinal, aunque en zonas muy frías puede adoptarse un mínimo de 0.7%.

Como advertencia se debe tener en cuenta que el porcentaje de armadura determinado corresponde a un espesor de losa proyectado, pero si en obra el espesor de la losa resulta mayor del previsto, el porcentaje de armaduras a colocar es menor. Este incremento puede surgir de dos causas: o bien por mal control de obra se construye la losa de más espesor, o bien el hormigón se cuela en los vacíos de la subbase en una cantidad importante incrementando el espesor de la losa.

Tabla 9.9

Parámetros	Prueba 2	Prueba 3	Prueba 3	Prueba 5	Prueba 6
Diámetro barra					
Z					
f_t					
σ_w					
DT_D					
α_s / α_c					
CW					
Criterio de tensión en acero					
$\sigma_{\text{smáx}}$					
Acero requerido por espaciamiento de fisuras					
Acero mínimo por ancho fisuras					
Acero mínimo por tensión acero					
Armadura mínima P_{\min}					
Armadura máxima P_{\max}					

9.4.7. Diseño de armadura transversal

Esta armadura se coloca tanto en pavimentos con juntas (JRCP) o en pavimentos continuos (CRCP). Se la coloca en zonas donde son de esperar fisuras longitudinales que se mantienen cerradas permitiendo una buena transferencia de cargas minimizando la entrada de agua.

Para el cálculo puede usarse el gráfico de la Figura 9.3 donde la longitud de losa es reemplazada por la distancia entre bordes longitudinales libres. Si en una junta longitudinal hay barras de unión, esta junta no es un borde libre. La fórmula del ábaco de la Figura 9.3 puede transformarse en separación entre barras:

$$Y = \frac{A_s}{P_t D} 100 \quad (9.14)$$

donde:

Y = separación entre barras

A_s = Sección transversal de acero

P_t = porcentaje de acero

D = espesor de losa

Se recomienda que la separación entre barras, Y, esté entre 36 y 60 pulg (914 a 1524 mm).

9.4.8. Cálculo de barras de unión

Estas barras van ubicadas a lo largo de las juntas longitudinales o entre el borde de calzada y una berma vinculada. El objetivo de estas barras es evitar la separación entre carriles de circulación o el descenso de una respecto a la otra. Sin embargo, no deben unirse muchas losas ya que esto restringiría demasiado el movimiento entre losas creando problemas. El ancho máximo de pavimento que se recomienda unir es de 11.6 m (es decir dos carriles de 3.7 m de ancho, una berma externa de 3 m y una berma interna o faja de seguridad de 1.2 m de ancho).

En las Figuras 9.8 y 9.9 se encuentran ábacos para determinar el espaciamiento entre barras para diámetros de barras de 16 mm y 13 mm (5/8 pulg y 1/2 pulg respectivamente). Se entra en abscisas con la distancia al borde libre más cercano y se sigue verticalmente hasta cortar la curva de espesor de losa y de allí horizontalmente hasta cortar el eje de ordenadas que proporciona la separación entre barras. Estos ábacos están hechos para acero Grado 40 y factor de fricción losa - subbase o losa - subrasante igual a 1.5.

Recientemente apareció la tabla 9.14, recomendada por la FHWA (Concrete Pavement Joints, T 5040. 30 November 30, 1990), que considera los dos tipos de acero (Grado 40 y Grado 60) y distintos tipos de junta, machihembrada y junta a tope.

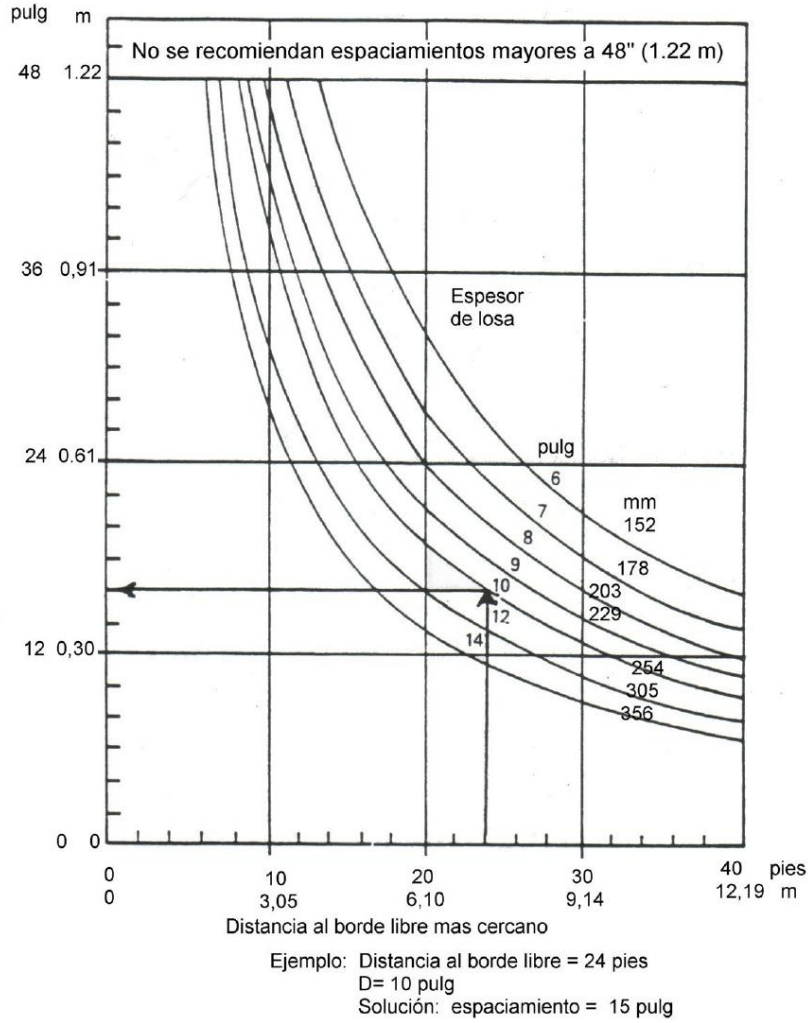
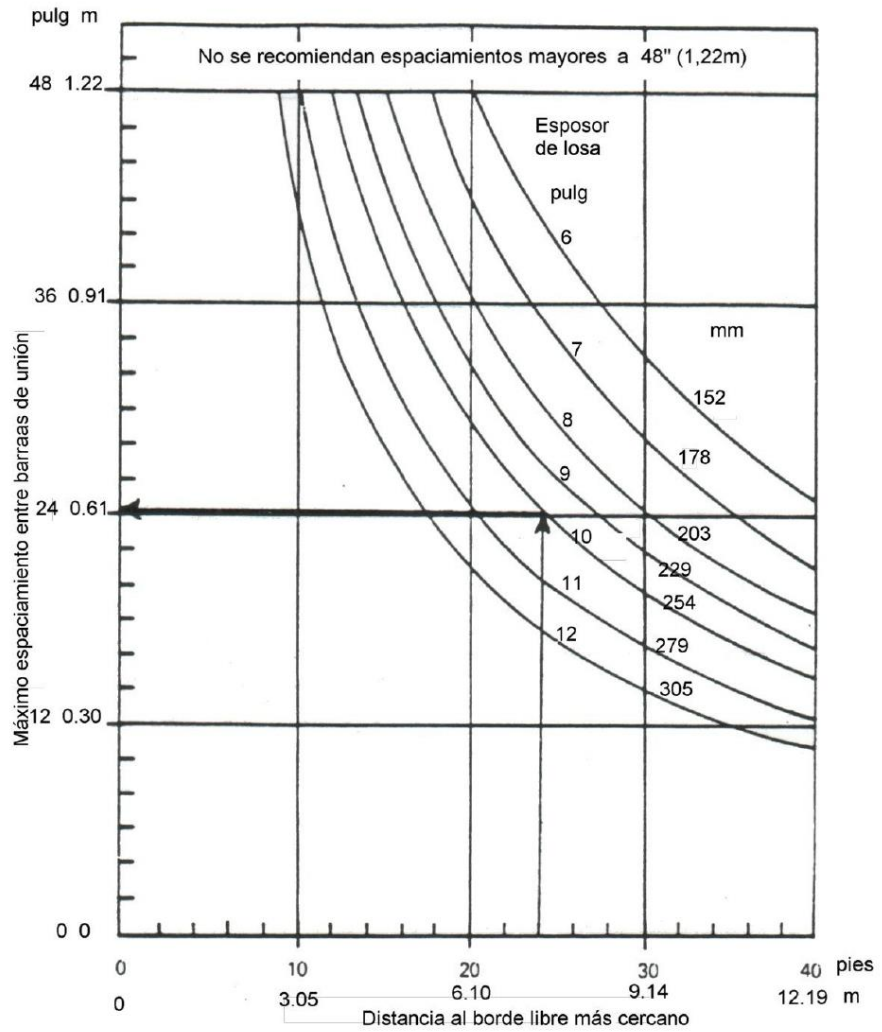


Figura 9.8. Espaciamientos máximos recomendados para barras de unión de 12 mm en pavimentos de hormigón simple. Acero Grado 40.



Ejemplo: Distancia al borde libre = 24 pies

D = 10 pulg

Solución: espaciamiento = 24 pulg

Figura 9.9. Espaciamientos máximos recomendados para barras de unión de 16 mm en pavimentos de hormigón simple. Acero Grado 40.

Tabla 9.10. Espaciamiento máximo recomendado para barras de unión

Tamaño barras		Φ 12 mm									
Acero		Grado 40					Grado 60				
Dist. borde libre (m)		3.0	3.6	4.8	6.7	7.3	3.05	3.65	4.88	6.71	7.32
Dist. Losa mm	Tipo de junta	5	5	8	1	2	3.05	3.65	4.88	6.71	7.32
229	Machihembrada Junta a tope	0.9	0.7	0.5	0.4	0.4	1.42	1.88	0.89	0.64	0.58
		4	9	8	3	1					
		0.6	0.5	0.4	0.3	0.2					
254	Machihembrada Junta a tope	0.8	0.7	0.5	0.4	0.3	1.3	1.07	0.81	0.58	0.51
		6	1	6	1	6					
		0.6	0.5	0.4	0.2	0.2					
279	Machihembrada Junta a tope	0.7	0.6	0.5	0.3	0.3	1.19	0.97	0.74	0.53	0.48
		9	4	1	8	3					
		0.5	0.4	0.3	0.2	0.2					
305	Machihembrada Junta a tope	0.7	0.5	0.4	0.3	0.3	1.07	0.89	0.69	0.48	0.46
		1	8	6	3	0					
		0.5	0.4	0.3	0.2	0.2					
		1	1	3	3	3					

Tamaño barras		Φ 16 mm									
Acero		Grado 40					Grado 60				
Dist. borde libre (m)		3.0	3.6	4.8	6.7	7.3	3.05	3.65	4.88	6.71	7.32
Dist. Losa mm	Tipo de junta	5	5	8	1	2	3.05	3.65	4.88	6.71	7.32
229	Machihembrada Junta a tope	1.5	1.2	0.9	0.6	0.6	2.24	1.85	1.40	1.02	0.91
		0	4	1	6	1					
		1.0	0.8	0.6	0.4	0.4					
254	Machihembrada Junta a tope	1.3	1.1	0.8	0.6	0.5	2.01	1.68	1.24	0.91	0.81
		5	2	4	1	6					
		0.9	0.7	0.6	0.4	0.4					
279	Machihembrada Junta a tope	1.2	1.0	0.7	0.5	0.5	1.83	1.52	1.12	0.81	0.76
		2	2	6	6	1					
		0.8	0.7	0.5	0.4	0.3					
305	Machihembrada Junta a tope	1.1	0.9	0.7	0.5	0.4	1.68	1.40	1.04	0.76	0.71
		2	1	1	1	6					
		0.7	0.6	0.5	0.3	0.3					
		9	6	1	6	3					

En la Figura 9.10 se muestra esquemáticamente cuál es la distancia al borde libre a tener en cuenta para usar los ábacos de las Figuras 9.9 y 9.10 o la tabla 9.14. "0" indica bordes libres, para juntas como la "1" la distancia a considerar es W_1 , mientras que para la junta "2" la distancia a considerar es la W_2 .

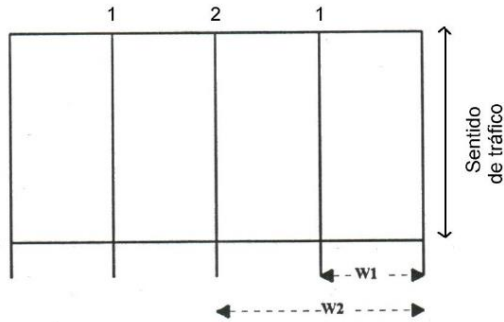


Figura 9.10. Distancia al borde libre para cálculo de barras de unión

9.5. DISEÑO DE JUNTAS

En el diseño de juntas está comprendida la determinación de espaciamiento de juntas longitudinales y transversales, transferencia de cargas, construcción de las juntas y materiales de sellado. Para el diseño geométrico de juntas, especialmente en pavimentos urbanos, recomendamos obtener el archivo electrónico respectivo de la página del IBCH www.ibch.com, en el cual se detalla ampliamente este tema.

9.5.1. Tipos de juntas

Las juntas permiten la contracción y expansión del pavimento, lo cual libera de tensiones a la losa. Básicamente existen tres tipos de juntas:

Juntas de contracción. Son las que se construyen para controlar las fisuras por liberación de tensiones debidas a temperatura, humedad y fricción.

Juntas de expansión. Son las que permiten el movimiento del pavimento sin dañar las estructuras adyacentes (puentes y alcantarillas).

Juntas de construcción. Son las que se colocan al final del día de trabajo o por otro tipo de interrupción en el hormigonado. Preferentemente deben coincidir con una junta de contracción.

9.5.2. Espaciamiento entre juntas

El espaciamiento entre juntas de contracción en pavimentos de hormigón simple depende de muchos factores como ser condiciones locales (materiales y medio ambiente). Tienen una gran importancia en el control de las fisuras transversales como se ve en la Figura 9.11.

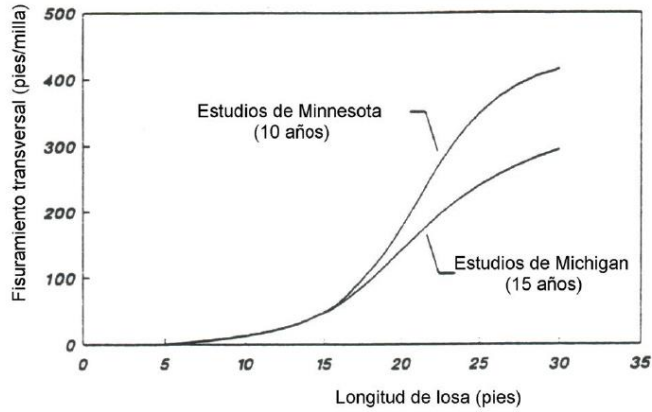


Figura 9.11. Cantidad de fisuras transversales en función de la longitud de la losa, de acuerdo a estudios hechos en Minnesota y Michigan

La AASHTO recomienda que el espaciamiento entre juntas en pies no supere dos veces el espesor de la losa en pulgadas. Como 1 pie equivale a 12 pulgadas, el espaciamiento máximo debe ser 24 veces el espesor de la losa. Por otro lado, el espaciamiento no debe ser mayor que 1.25 veces el ancho de la losa. Siempre se debe usar el menor de ambos valores.

En la Figura 9.12 se muestran las recomendaciones de la PCA en cuanto a separación máxima en función del espesor de losa para distintas condiciones de soporte (subbase no estabilizada y subbase estabilizada). De acuerdo a esta figura, la separación entre juntas no debe exceder 6.1 m (20 pies). Sin embargo, este valor se considera demasiado grande. El IBCH recomienda no superar los 4.50 m, valor que debería usarse para losas mayores o iguales a 22 cm de espesor.

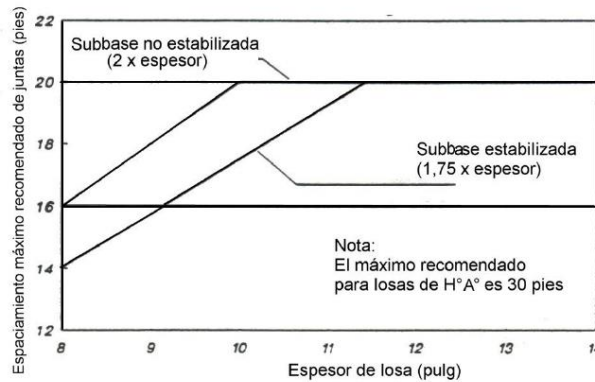


Figura 9.12. Espaciamiento máximo recomendado en función del espesor de losa y distintas condiciones de soporte (ACPA y PCA, 1990)

Para el caso de pavimentos de hormigón armado con juntas, el espaciamiento máximo puede ser de 9.1 m (30 pies). Sin embargo, este valor también resulta excesivo y se debería reducir.

9.5.3. Juntas oblicuas (enviajadas)

Son juntas que se ubican a un cierto ángulo con respecto a la línea central. Se ubican en el sentido contrario a las agujas del reloj con respecto a la dirección del tránsito, de manera tal que el ángulo obtuso en el borde externo esté en la losa de adelante. El esviaje a adoptar es de 0.60 por carril, lo cual da un ángulo de 80° con la línea central. El objetivo de las juntas oblicuas es minimizar el efecto de fallas de juntas, ya que reciben alternadamente la carga de una u otra rueda y no las dos simultáneamente. De esta manera se logra mejorar la calidad del pavimento. (Figura 9.13)

Es importante explicar que el ángulo de esviaje no debe ser muy grande para que no se produzcan fisuras cerca de las juntas y que esta solución no puede emplearse cuando se usan canastillos para barras pasajuntas puesto que las mismas deben ser paralelas al eje y construir un canastillo de esas características y colocarlo perfectamente alineado no es una tarea fácil, sin embargo existen algunos insertadores automáticos de barras montados sobre pavimentadoras deslizantes que permiten el colocado de barras enviajadas garantizando su correcta alineación. Únicamente en este caso sería recomendable esta solución con barras de transferencia, de lo contrario su uso quedaría restringido al caso de losas sin pasadores.

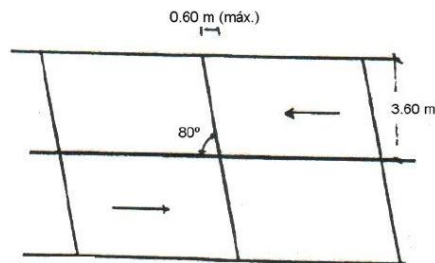


Figura 9.13. Juntas oblicuas o enviajadas

Las ventajas de las juntas oblicuas son:

- Reducción de tensiones y deflexiones en juntas.
- Menor reacción de impacto en los vehículos cuando cruzan las juntas.

9.5.4. Espaciamiento entre juntas al azar

También llamado "random spacing", consiste en colocar una serie de distintos espaciamientos que se repiten según un patrón determinado. Se lo hace para evitar la resonancia en vehículos cuando transitan a una determinada velocidad en una calzada con una separación constante entre juntas. Se lo

recomienda para el caso en que la máxima separación entre juntas no excede de 4.6 m (15 pies). Es un aspecto poco utilizado y considera el uso de un patrón de distintas separaciones entre juntas, de acuerdo a investigaciones se mostró que los patrones del espaciamiento de la losa de 2.30 m o menos deben ser evitados (Guía de Diseño AASHTO, Parte 2, Capítulo 3 inciso 3.3.2.).

9.5.5. Transferencia de cargas en juntas

Las cargas de tránsito deben ser transmitidas de una manera eficiente de una losa a la siguiente a través de las juntas para minimizar las deflexiones en las mismas. Las deflexiones excesivas producen bombeo de la subbase y posteriormente fisuración. La transferencia de cargas en juntas se puede lograr mediante trabazón entre agregados o mediante dispositivos mecánicos llamados barras pasadoras o pasajuntas. Como se verá más adelante las barras pasajuntas se colocan en las juntas transversales que son las más solicitadas por el tráfico, sin embargo, la junta longitudinal también está sujeta al paso de camiones de un carril a otro y aunque en menor magnitud requiere de transferencia de cargas.

Puesto que la junta longitudinal en el caso de carreteras cuenta con una barra de amarre, la misma no se separa lo que maximiza la interacción de agregados. Las barras de amarre son normalmente de 12 mm y también cooperan con la transferencia. Adicionalmente, en la Figura 9.14 se indican recomendaciones para juntas machihembradas, aunque esta práctica está perdiendo vigencia puesto que se debilita la sección de la losa y pueden producirse fisuras longitudinales por debilitamiento de la sección, por lo cual se prefiere el uso de juntas rectas con barras de amarre, las que se pueden obviar cuando se colocan cordones de acera.

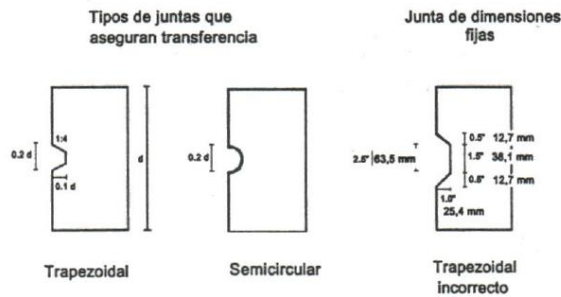


Figura 9.14. Distintos tipos de juntas longitudinales machihembradas (recomendables par losas mayores a 25 cm de espesor)

La transferencia de cargas se puede definir usando deflexiones o tensiones en la junta. La transferencia de carga en deformaciones es:

$$LT_{\delta} = \left(\frac{\delta_{no\ cargada}}{\delta_{cargada}} \right) \quad (9.15)$$

donde:

LT_{δ} = transferencia de cargas por deformaciones
 δ no cargada = deflexión de la losa adyacente no cargada
 δ cargada = deflexión de la losa cargada

Una transferencia de cargas perfecta o del 100% se da cuando la losa no cargada tiene una deflexión igual a la de la losa cargada. Una transferencia de cargas nula se da cuando la losa no cargada no experimenta ninguna deflexión. En la Figura 9.15 se ilustran los dos casos extremos.

La transferencia de cargas en tensiones es:

$$LT_{\sigma} = \frac{(\sigma \text{ no cargada})}{\sigma \text{ cargada}} \quad (9.16)$$

donde:

σ no cargada = tensión en la losa no cargada

σ cargada = tensión en la losa cargada

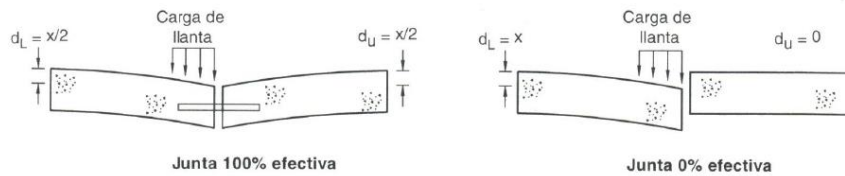


Figura 9.15. Ilustración del concepto de transferencia de cargas

Es necesario tener en cuenta que LT_{δ} es distinto a LT_{σ} y en la Figura 9.16 se representa la relación entre ambas en base a resultados obtenidos mediante elementos finitos.

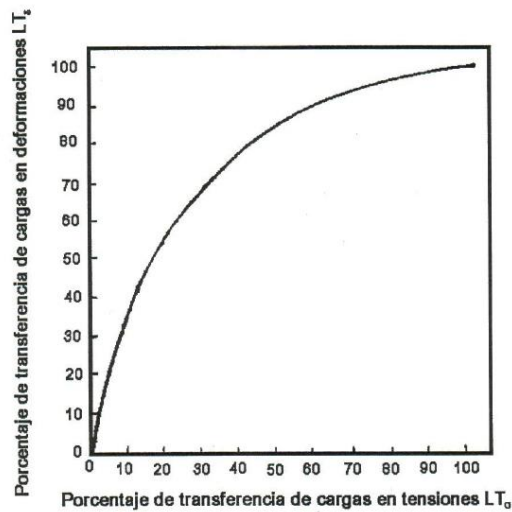


Figura 9.16. Relación entre LT_{δ} y LT_{σ}

Cualquiera de estos dos parámetros define la eficiencia de una transferencia de cargas. Generalmente se recomiendan transferencias de carga en deflexiones del 75% o más, pero siempre teniendo en cuenta la magnitud de las deflexiones o tensiones. Por ejemplo un pavimento puede tener altos valores de LT_{δ} , pero en esquinas sus losas pueden sufrir grandes deformaciones y tensiones que pueden llevar al bombeo de finos y posterior rotura.

En el diseño, la diferencia de una transferencia de cargas está presente en la elección del valor J , pero su único efecto en el cálculo es incrementar o reducir el espesor de losa. Esto no es un fiel reflejo de la realidad dado que losas de gran espesor bajo condiciones de tránsito pesado pueden tener bombeo y fallas si no se colocan barras pasadoras.

El mecanismo de trabazón entre agregados para juntas sin pasadores disminuye cuando la junta se abre. Si la abertura es mayor de 0.76 a 0.89 mm desaparece la trabazón entre agregados. Esto obliga a colocar juntas más próximas.

Es recomendable colocar siempre barras pasadoras, dejando las juntas sin barras (trabajan por trabazón entre agregados) para caminos de bajo tránsito, pavimentos urbanos o en zonas de poca amplitud térmica.

Las características de los pasadores no requieren de grandes cálculos. Las dimensiones recomendadas por AASHTO son:

Diámetro de pasadores = $1/8$ espesor de losa

Longitud	= 18 pulgadas (45 cm)
Espaciamiento	= 12 pulgadas (30 cm)

Se recomienda embeberlas con pintura epóxica para prevenir la corrosión y posteriormente colocarles una capa muy delgada de grasa o aceite sucio para permitir su libre movimiento. Este antiadherente puede colocarse en la mitad de la barra o en toda la barra, recomendándose esta última opción para facilitar el deslizamiento de la barra. En caso de utilizar equipos de alto rendimiento con insertadores automáticos de barras, las barras deben llevar un barniz antiadherente y de ninguna manera grasa o aceite sucio.

9.5.6. Formación de juntas y dimensiones del reservorio

9.5.6.1. Profundidad inicial de la junta

La profundidad de las juntas longitudinales y transversales debe ser tal que asegure que la fisura tendrá lugar en ese sitio. La profundidad de las mismas debe ser:

Juntas transversales = 1/4 espesor de losa
 Juntas longitudinales = 1/3 espesor de losa

Estas juntas pueden hacerse por aserrado, colocando moldes metálicos o plásticos o formando juntas. La manera más común de hacer la junta es por aserrado y es quizás la más efectiva. La parte crítica de este método es elegir bien el momento en que el mismo será ejecutado. Un aserrado ejecutado muy pronto puede provocar un desportillamiento del hormigón en las adyacencias de las juntas y un aserrado muy tardío producirá fisuras por la retracción del hormigón. Este tiempo es muy variable y depende de las condiciones de curado y de dosificación del hormigón.

9.5.6.2. Determinación de las dimensiones para el reservorio de juntas

Para determinar las dimensiones del reservorio para ubicación del material de sellado se requiere considerar los movimientos de apertura y cierre de la junta y tipo de material de sellado a usar. La apertura y cierre depende de la longitud de la losa, cambios de temperatura, coeficiente térmico del hormigón y la fricción entre losa y subbase. La apertura media en una junta es:

$$\Delta L = C L [(\alpha_c T) + Z] \quad (9.17)$$

donde:

ΔL = apertura de junta por variaciones de temperatura y contracción por secado (pulg o mm)

α_c = coeficiente de contracción térmica del hormigón °F⁻¹ ó °C⁻¹

T = rango de temperatura (diferencia de temperatura en el momento de vaciado del hormigón y la mínima) (°F ó °C)

Z = retracción por secado del hormigón

L = espaciamiento entre juntas (pulg o mm)

C = factor de ajuste, función de la fricción entre losa y subbase. C = 0.80 para subbase granular no tratada. C = 0.65 para subbase estabilizada.

El ancho de junta requerido es:

$$W = \frac{\Delta L}{S} \quad (9.18)$$

donde:

W = ancho de junta de contracción

ΔL = apertura de junta causada por cambios de temperatura y contracción por secado del hormigón

S = deformación específica admisible del material de sellado. Para asfalto S = 0.25 mm/mm (25%) y para selladores de siliconas S = 0.50 mm/mm (50%).

Para selladores formados in situ, la profundidad del reservorio se determina en función del factor de forma deseado para la junta (relación ancho/profundidad). Este factor de forma depende de la naturaleza del sellador y varía entre 0.5 y 2.0, con un valor típico de 1.0 para selladores asfálticos y de 2.0 para selladores de silicona.

Los selladores prefabricados se colocan en las juntas a presión y deben quedar comprimidos entre un 20 y un 50% de su ancho normal durante toda su vida. En este caso, las dimensiones del reservorio son aconsejadas por el fabricante.

9.6. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD PARA ESPESORES DE LOSA

Para analizar la sensibilidad de las distintas variables que entran en el diseño de un pavimento de hormigón se consideran una serie de datos y se hace variar uno de ellos por vez manteniendo constantes los restantes. Esto se puede hacer mediante el programa DIPAV. En la Figura. 9.17 se muestra la entrada de datos tal como aparece en pantalla.

DATOS PARA EL DISEÑO	
Serviciabilidad inicial (Po)	4.5
Serviciabilidad final (Pt)	2.5
Módulo de rotura del hormigón (S ^c) (MPa)	4.8
Módulo de elasticidad del hormigón (E) (MPa)	27.560
Coefficiente de drenaje (Cd)	1
Coefficiente de Transferencia de cargas (J)	3.2
Módulo efectivo de reacción de la subrasante (k) (kPa/mm)	40.8
Confiabilidad (R)(%)	90
Desviación estándar (So)	0.4
Número de ejes equivalentes ESALs	15,000,000
Esesor de losa (mm)	268

Buttons:

Bottom navigation:

Figura 9.17. Entrada de datos tal como aparecen en pantalla

En la Figura 9.18 se muestra el efecto del tránsito sobre el espesor de la losa. Un incremento en ESALs de 2 a 30 millones produce un incremento en el espesor de 105 mm. Este incremento es más importante a bajos niveles de tránsito; de aquí se puede concluir que el efecto del tránsito es más pronunciado para bajos niveles de tránsito y secciones más delgadas.

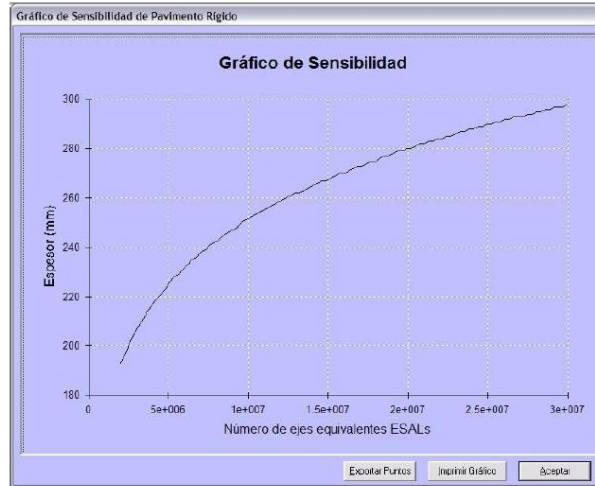


Figura 9.18. Sensibilidad con respecto al tránsito

En la Figura 9.19 se muestra el efecto del cambio en la serviciabilidad. Un cambio en la serviciabilidad final de 1.0 a 3.0 produce un incremento del espesor de la losa de 36 mm.



Figura 9.19. Sensibilidad con respecto a la serviciabilidad final

En la Figura 9.20 se ve el efecto del módulo de rotura S_c' del hormigón. Este valor tiene un gran efecto en el espesor de la losa. Un incremento de 2.8 a 8.3 MPa (400 a 1200 psi) produce una disminución de espesor de 156 mm, por lo que es un valor que debe ser correctamente establecido para evitar un resultado que esté sobre o subdimensionado.

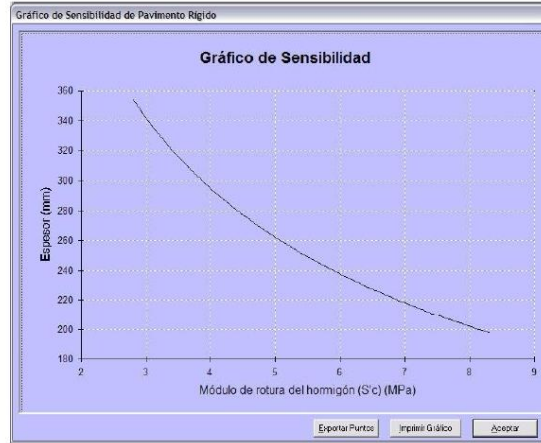


Figura 9.20. Sensibilidad con respecto al módulo de rotura

En la Figura 9.21 se muestra el efecto del módulo elástico del hormigón sobre el espesor de la losa. Se observa que la sensibilidad es baja. En efecto, un incremento de E_c de 15 GPa a 40 GPa produce una variación del espesor de sólo 12 mm.

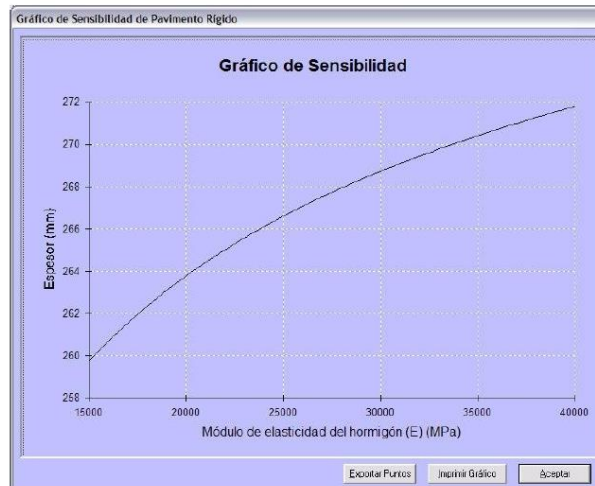


Figura 9.21. Sensibilidad con respecto al módulo elástico

Como hecho curioso, es de notar que el efecto del módulo de rotura y del módulo elástico son antagónicos sobre el espesor de la losa, lo cual aparentemente va contra nuestra intuición. Este fenómeno puede ser explicado por el hecho de que el módulo de rotura mide resistencia a la flexión y que el módulo elástico mide rigidez. Las losas más rígidas son más fuertes, pero más frágiles, y por lo tanto se fisurarán más pronto que una losa más elástica. Por este motivo es una variable que merece especial atención.

En la Figura 9.22 se ve el efecto del módulo de reacción de la subrasante sobre el espesor de la losa. Un incremento de k de 30 a 110 KPa/mm produce una disminución del espesor de 17 mm, por lo que la sensibilidad es sumamente baja.

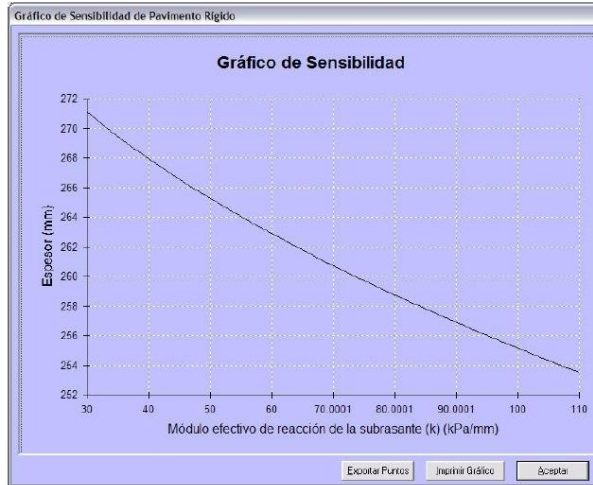


Figura 9.22. Sensibilidad con respecto al módulo de reacción de la subrasante

En la Figura 9.23 se ve el efecto de la confiabilidad sobre el espesor. Este varía mucho con R, si ésta es mayor del 90%. Un incremento de la confiabilidad entre el 50 y el 90% produce el mismo incremento de espesor de losa que variando la confiabilidad entre 90 y 99%.

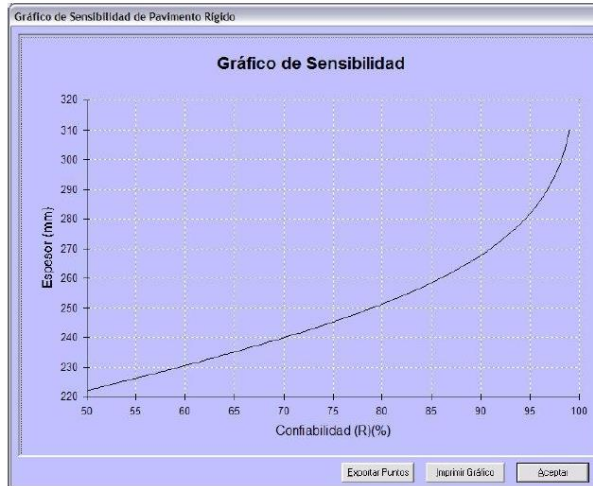


Figura 9.23. Sensibilidad con respecto a la confiabilidad

En la Figura 9.24 se ve el efecto del desvío estándar de las variables sobre el espesor de la losa. El efecto es muy pequeño y lineal debido a la forma en que está introducido S_0 en la fórmula de diseño.

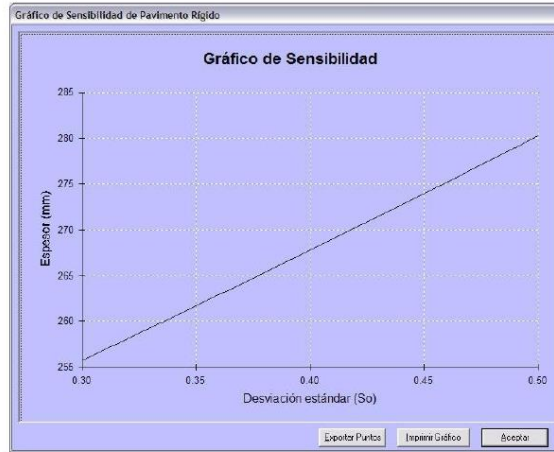


Figura 9.24. Sensibilidad con respecto al desvío estándar

En la Figura 9.25 se aprecia el efecto del coeficiente de transferencia de carga en el espesor de diseño. La variación es grande ya que incrementando J , de 2.4 a 4.4 se produce un incremento de espesor de losa de 87 mm. De aquí se deduce la importancia de implementar buenos mecanismos de transferencia de cargas y este coeficiente (a pesar de la poca guía de AASHTO), debe determinarse con precaución.

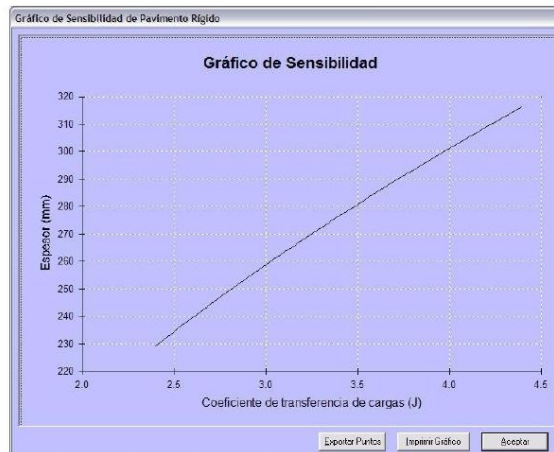


Figura 9.25. Sensibilidad con respecto al coeficiente de transferencia de carga

En la Figura 9.26 se muestra el efecto del coeficiente de drenaje sobre el espesor de la losa. Un incremento de C_d produce una disminución del espesor en forma casi lineal. Si C_d aumenta de 0.80 a 1.20 se produce una disminución de espesor de 58 mm. Como se ve la sensibilidad de esta variable es bastante importante, en este sentido, prever apropiados dispositivos de drenaje es crucial para el desempeño de pavimentos.

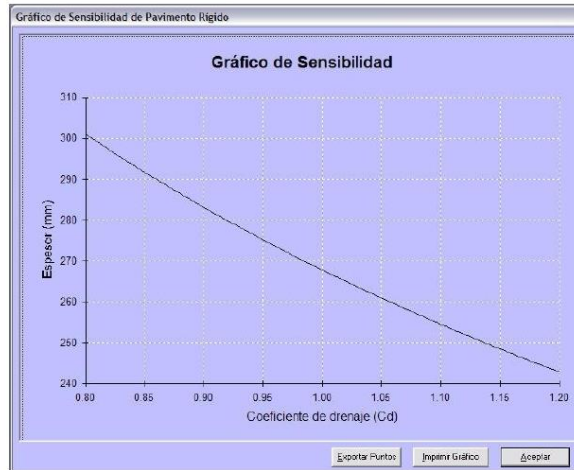


Figura 9.26. Sensibilidad con respecto al coeficiente de drenaje

9.7. LIMITACIONES EN EL MÉTODO DE DISEÑO AASHTO

Las limitaciones son las siguientes:

- Variabilidad. Las ecuaciones 9.1 y 9.4 (de diseño) están basadas en tramos de pavimentos muy cortos, donde la construcción y el control de calidad han sido excelentes (pistas AASHTO). En la realidad, con tramos más largos, la variabilidad en la construcción y materiales será mucho mayor y como resultado aparecerán fallas localizadas aún antes de alcanzar la serviciabilidad final. Esto se salva considerando niveles de confiabilidad altos (mayores del 50%).
- Limitación en materiales y subrasantes. La fórmula de diseño fue probada y verificada con los materiales y subrasante del AASHTO Road Test. Para distintos materiales es de esperar otro comportamiento del pavimento, pero este inconveniente se salva usando valores de entrada apropiados.
- Período de análisis muy reducido para el Road Test. Los períodos de análisis o de vida útil en los proyectos reales son mucho mayores que los analizados en el AASHTO Road Test, y en éste se pudieron analizar las fallas por efecto del tránsito, pero no las debidas a efectos climáticos que tardan más tiempo en desarrollarse (por ejemplo: corrosión de armaduras, levantamiento de juntas por congelamiento, fisuras de durabilidad, reacciones álcali-agregado). Por eso es de esperar que

los pavimentos construidos en zonas de clima riguroso duren menos de lo previsto. En zonas de clima moderado, los pavimentos pueden llegar a durar más de lo previsto.

- Diseño de juntas. En el AASHTO Road Test sólo se usaron pavimentos con juntas con pasadores. La ausencia de pasadores o el uso de otro dispositivo de transferencia de cargas pueden cambiar notablemente la vida útil del pavimento. El tipo de base puede modificar también la transferencia de cargas. Las recomendaciones para considerar la transferencia de cargas a través del coeficiente J son poco claras, motivo por el cual se debería limitar el uso de los valores extremos, especialmente de los muy bajos.
- Diseño de armaduras. El cálculo de armaduras longitudinales en pavimentos de hormigón con juntas tiene muchas simplificaciones. En primer lugar, se supone que la losa está totalmente libre, lo cual no es rigurosamente cierto. Si hay una cierta restricción en una o más juntas, habrá un incremento en las tensiones del acero que pueden provocar fluencia o rotura. Tampoco se tiene en cuenta el efecto de corrosión de armaduras. Por último, el efecto de las cargas repetidas del tránsito no está considerado en la determinación de las armaduras longitudinales.

Para pavimentos de hormigón continuos se desprecia el efecto de la fricción de la subbase, que se cree que puede llegar a ser un factor crítico determinante. También el ancho admisible de fisura de 1 mm (0.04 pulg) puede considerarse muy alto, siendo recomendable un valor de 0.58 mm (0.023 pulg).

- Clima. El comportamiento de los pavimentos de hormigón no es independiente de las condiciones climáticas. Dado que el AASHTO Road Test fue hecho en dos años, los efectos climáticos para este caso no tuvieron el mismo efecto que tienen para un pavimento real, aún sometido a la misma sollicitación de cargas, pero en un período mucho mayor (20-40 años). La corrosión en el acero tarda varios años en desarrollarse, lo mismo que las reacciones entre álcalis y agregados.
- Factores equivalentes de carga. Estos factores son válidos para los materiales del AASHTO Road Test, la composición del pavimento, la pérdida de serviciabilidad y el tipo de subrasante. La extrapolación de estos valores a otras condiciones no está bien conocida, pero es cuestionable. Además los camiones usados actualmente difieren mucho de los de la década del 50.
- Tránsito no mixto. El AASHTO Road Test consideraba vehículos con idénticas configuraciones de ejes, lo que no ocurre en la realidad donde los vehículos tienen distintas configuraciones. El procedimiento de convertir un número equivalente de ejes de 80 kN (18 kips) no ha sido verificado in situ.
- Falta de directivas en la elección de varias variables de entrada. La pérdida de soporte y el coeficiente de drenaje tienen una gran influencia en el espesor de la losa, pero hay muy pocas directivas en lo que concierne a su correcta elección. Finalmente, el método AASHTO permite determinar el espesor de losa, pero no da directivas en cuanto a la determinación de espesor de subbase.

El uso exitoso del método AASHTO requiere haber adquirido experiencia y conocimientos sobre el tema. Se recomienda que los resultados obtenidos con el método AASHTO sean comparados con otros métodos.

9.8. TENDENCIAS FUTURAS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

Al igual que para pavimentos flexibles, hay dos maneras de encarar el cálculo: una de ellas es la que usa el método AASHTO, o sea con fórmulas empíricas, desarrolladas a partir de pruebas en pavimentos

hechos a este fin (AASHTO Road Test). Otra forma de encararlo es a través de métodos mecánicos como el de la PCA (Portland Cement Association).

Aunque se ha avanzado mucho hacia la implementación de métodos mecánicos, estos métodos no han tenido mucho uso, en primer lugar por la complejidad de los cálculos a realizar y también por la falta de pruebas que verifiquen la teoría. Se deben hacer más investigaciones para determinar la respuesta de pavimentos de hormigón al alabeo por temperatura, a la deformación por gradiente de humedad, a la transferencia de cargas, etc. También es necesario estudiar el efecto de las características de diseño en las fisuras transversales y otro tipo de fallas.

9.9. EJEMPLOS

9.9.1. Pavimento de hormigón simple para ruta colectora.

$$W_{18} = 6 \times 10^6 \text{ ESALS}$$

Dos carriles, juntas transversales a 4.6 m con barras pasadoras

Tiempo para drenar el agua del pavimento: 1 semana

Tiempo en que la estructura del pavimento está próxima a la saturación: 30%

Módulo de rotura del hormigón: $S_c' = 4.8 \text{ MPa}$ (700 psi)

Módulo elástico del hormigón: $E_c = 27.6 \text{ GPa}$ ($4 \times 10^6 \text{ psi}$)

Módulo efectivo de reacción de subrasante: $k = 54 \text{ kPa/mm}$ (200 pci)

Solución:

Se supone:

Serviciabilidad inicial: $p_o = 4.5$

Serviciabilidad final: $p_t = 2.5$

Confiabilidad: $R = 85\%$

Desvío estándar de las variables: $S_o = 0.35$

La calidad del drenaje es aceptable y para un tiempo próximo a la saturación del 30% resulta un coeficiente de drenaje $C_d = 0.90$.

Como hay barras pasadoras $J = 3.2$

Mediante el ábaco de diseño (Figura 9.3) se tiene un espesor de losa $D = 229 \text{ mm}$.

¿Qué pasa si el módulo elástico de la losa es un 25% menor?

El módulo pasa a valer 20.7 GPa ($3 \times 10^6 \text{ psi}$), para una losa de 229 mm de espesor, el nivel mínimo de serviciabilidad se alcanza para $6.8 \times 10^6 \text{ ESALS}$. Si el módulo es un 25% mayor ($E_c = 34.5 \text{ GPa}$), ese número asciende a $5.6 \times 10^6 \text{ ESALS}$. Se ve que un cambio del 25% en el módulo elástico produce cambios en W_{18} , menores del 10%.

¿Cuál será el W_{18} que podrá soportar la calzada si no se colocan barras pasadoras? ¿Cuál deberá ser el espesor de la losa si se desea soportar el mismo número de ESALS?

J pasa de 3.2 a 4.2 \Rightarrow para $D=229$ mm \Rightarrow $W_{18}=2.4 \times 10^6$ ESALS
 \Rightarrow para $W_{18} = 6 \times 10^6$ ESALS \Rightarrow $D=266$ mm

El incremento de espesor es: $266 - 229 = 37$ mm

9.9.2. Pavimento de hormigón para una autopista urbana. Se trata de un pavimento de hormigón armado con juntas, con bermas de concreto asfáltico.

$W_{18} = 20 \times 10^6$ ESALS

Tiempo previsto para drenaje del agua: 1 día

Módulo de rotura del hormigón: $Sc' = 5.2$ MPa (750 psi)

Módulo elástico del hormigón: $Ec = 34.5$ GPa (5×10^6 psi)

Módulo efectivo de reacción de la subrasante: $k = 81$ kPa/mm (300 pci)

Solución:

Se supone:

$p_o = 4.5$

$p_t = 2.5$

$R = 95\%$

$S_o = 0.35$

Buen drenaje $C_d = 1.0$

Hormigón armado con juntas $J = 3.2$

Según el ábaco de diseño resulta un espesor de losa $D = 269$ mm

¿Qué pasa si el Módulo de rotura es un 20% mayor o menor?

Si es un 20% menor $Sc' = 4.1$ MPa = 600 psi,

y si $D = 269$ mm \Rightarrow $W_{18} = 9 \times 10^6$ ESALS (45% del W_{18} que se tenía antes)

Si es un 20% mayor $Sc' = 6.2$ Mpa = 900 psi,

y si $D = 269$ mm \Rightarrow $W_{18} = 37 \times 10^6$ ESALS (casi el doble que el W_{18} inicial)

Este ejemplo sirve para darnos cuenta de la importancia que tiene el módulo de rotura del hormigón.

¿Qué pasa si el pavimento está expuesto a niveles próximos a la saturación en un 30% del tiempo en lugar del 7%?

Esto hace que el coeficiente de drenaje C_d pase de 1.0 a 0.9 y entonces W_{18} será de 14×10^6 ESALS frente a 20×10^6 ESALS, la disminución es bastante menor que la que produce el módulo de rotura.

9.9.3 Se trata de un camino rural, con un $W_{18} = 15 \times 10^6$ ESALS. Se coloca una base granular de 152, lo cual da un $k = 54$ KPa/mm (200 pci).

Tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles próximos a la saturación = 25%
 Tiempo en que efectúa el drenaje = 1 día
 Módulo de rotura del hormigón: $Sc' = 4.5 \text{ MPa}$ (650 psi)
 Módulo elástico del hormigón: $Ec = 20.7 \text{ GPa}$ ($3 \times 10^6 \text{ psi}$)
 Se prevén barras pasadoras y bermas vinculadas.

Mediante el uso del programa DIPAV se determinará el espesor de la losa.

Solución:

Para este problema se adopta:

- $p_o = 4.5$
- $p_t = 2.5$
- $R = 95\%$
- $S_o = 0.40$
- $C_d = 1.0$
- $J = 2.8$

Con estos datos DIPAV da un espesor $D = 265 \text{ mm}$. En la Figura 9.27 se muestra el aspecto que ofrece la pantalla con los datos de entrada.

Figura 9.27. Pantalla con los datos de entrada del problema

El diseño de las barras de unión puede hacerse también con DIPAV. Los datos de entrada son: grado de acero, distancia al borde libre, espesor de losa, factor de fricción, porcentaje de tensión de fluencia en el acero y tamaño de barras.

Para este ejemplo se usan barras de 16 mm, con acero de tensión de fluencia 276 MPa, equivalente a Grado 40 (40 ksi). El porcentaje adoptado de resistencia de fluencia es 75%, el factor de fricción $F = 1.5$ y, con un espesor de losa de 270 mm, la longitud de las barras debe ser 0.76 m y el espaciamiento debe ser 0.61 m. Los resultados pueden verse en la Figura 9.28.

Barras de Amarre (Junta Longitudinal)	
Datos	
Coefficiente de Fricción	1.5
Calidad del Acero (MPa)	276
Diámetro de la Barra (mm)	16
Distancia al Borde Libre (m)	7.32
Porcentaje de resistencia a tracción	75
Cálculos	
Separación entre barras (m)	0.61
Área de Acero Requerida (mm ² /m)	323.40
Longitud de la barra (m)	0.76
[Calcular] [Volver]	

Figura 9.28. Pantalla tal como se ve para el diseño de barras de unión

Para la determinación del reservorio para la junta y diseño del material de sellado se requiere el conocimiento del coeficiente de contracción térmica del hormigón, la variación de temperatura entre el momento en que el hormigón es colocado y la mínima temperatura media anual, la contracción por secado del hormigón, el factor de ajuste por fricción entre losa y subbase, el tipo de sellante, la deformación admisible del sellante y el factor de forma. Estos datos se muestran en la Figura 9.29 y también los resultados, indicando un ancho mínimo de reservorio, que es de 10 mm y la profundidad de sellante, que es también 10 mm ya que el factor de forma es igual a 1. DIPAV sugiere una profundidad mínima de corte de ampliación que está en función de la profundidad mínima de sello, de la tira de respaldo y de la profundidad a la que queda el sello bajo la superficie de la losa.

Reservorio de Juntas y Diseño del Sellador

Coefficiente de Expansión Térmica (10^{-6} mm/mm/°C)	10.8
Rango de Temperatura (°C)	28
Coefficiente de Retracción por Secado (mm/mm)	0.0004
Coefficiente de Ajuste por Fricción Losa/Base	0.8

Tipo de Sellador	Asfáltico
Deformación Admisible del Sellador (mm/mm)	0.25
Factor de Forma del Sellador	1

Apertura de la Junta (mm)	2.5
Ancho del Reservorio de Junta (mm)	10
Profundidad Mínima del Sello (mm)	10
Profundidad Mínima de Corte de Ampliación (mm)	25

Figura 9.29. Pantalla tal como se ve para el diseño de reservorio para el material sellante

ENSAYOS DE LABORATORIO



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

TESIS:

**“EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA
ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE
LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE
- PROPUESTA DE MEJORA”**

TESISTAS:

PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO

SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ

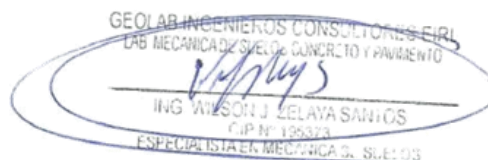
UBICACIÓN:

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE

PROVINCIA : SANTA

REGIÓN : ANCASH

NUEVO CHIMBOTE, ABRIL DEL 2019



Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B LI. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 **RUC:**20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.



Contenido

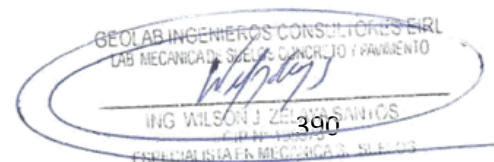
I. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.....	3
__1.1. - Generalidades	3
__1.2.- Metodología y plan de trabajo.....	4
__1.3.- Plan de trabajo	6
II.- Ubicación del área de estudio.....	7
2.1 DESCRIPCION DE LA VIA.....	10
2.2.- CLIMA Y TEMPERATURA:.....	11
III.- GEOLOGIA DEL AREA EN ESTUDIO.....	11
3.1. Geomorfología general.....	¡Error! Marcador no definido.
3.2. LITOLOGIA Y ESTRATIGRAFIA.....	¡Error! Marcador no definido.
3.3. GEOLOGIA ESTRUCTURA.....	¡Error! Marcador no definido.
3.4. PROCESOS GEODINAMICOS.....	¡Error! Marcador no definido.
IV. GEODINÁMICA INTERNA:.....	¡Error! Marcador no definido.
V.- TRABAJO DE CAMPO.....	12
VI.- ENSAYOS DE LABORATORIO.-	20
_VII.- ENSAYOS ESTARDAR.....	21
VIII.- CLASIFICACION DE SUELO	21
IX- CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION.-	22
X.- AGRESIVIDAD DEL SUELO.....	22
XI.- DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.....	24
XII.- DE LOS TERRENOS COLINDANTES.....	24
XIII- DATOS GENERALES DE LA ZONA.....	25
XIV- EFECTO DE SISMO.....	27
XV.- DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.....	¡Error! Marcador no definido.
XVI.- ESTUDIO DEL TRÁFICO	32
XVII.- DISEÑO DEL PAVIMENTO FLEXIBLE METODO AASHTO 1993.....	33
XVIII.- Estructura Del Pavimento.....	45
XIX. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	46
Anexo.....	54

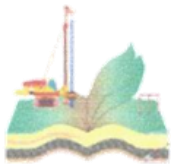
Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B LI. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.





INFORME TECNICO

I. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

1.1. - GENERALIDADES


Objetivos

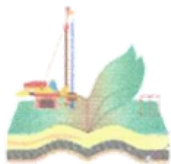
El objetivo principal del presente estudio consiste en realizar el estudio de geotecnia y mecánica de suelos, en el marco del desarrollo del Estudio Definitivo del Proyecto "EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA"

El estudio de suelos está orientado a determinar las características físico-mecánicas y químicas del suelo en las áreas donde se emplazará la obra de pavimentación, con el propósito de estimar su comportamiento para resistir los esfuerzos que serán transmitidos por las solicitaciones de cargas vehiculares y con la finalidad de diseñar la estructura de la carretera.

Para alcanzar el objetivo principal, se requiere alcanzar los siguientes objetivos secundarios:

- Elaboración de un estudio geológico que sirva de marco para las investigaciones geotécnicas.
- Ejecución de prospecciones geotécnicas de campo.
- Realización de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y ensayos químicos en suelos.
- Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
C.I.N. 126273
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



- Elaboración de los perfiles estratigráficos y establecimiento de las consideraciones geotécnicas.
- Elaboración de las recomendaciones técnicas y diseño estructural.

Los objetivos secundarios fueron alcanzados mediante la implementación de una metodología de estudio adecuada y la ejecución de un plan de trabajo, que guardaron correspondencia con los términos de referencia establecidos para el presente estudio.

1.2.- Metodología y plan de trabajo

Metodología

El conjunto de actividades de campo, laboratorio y gabinete contemplados en la ejecución de las investigaciones geotécnicas, ha sido implementado en tres fases:

a) Fase preliminar

Esta fase de trabajo estuvo programada para desarrollarse en un lapso de cinco días, durante el cual se realizaron las siguientes actividades:

- Recopilación de información básica existente.
 - Planeamiento de las distintas actividades de campo y laboratorio de mecánica de suelos, incluyendo el desplazamiento e instalación del personal técnico, equipos de laboratorio y el apoyo logístico correspondiente.
- #### b) Fase de campo y ensayos de laboratorio
- Exploración de campo para el estudio geológico del área de estudio con fines geotécnicos.
 - Programación de las actividades a ejecutarse por las brigadas de calicateros en las áreas de estudio.

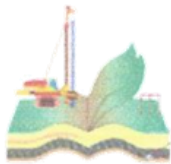
GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilze
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
C.I. N. 125973

Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B Lt. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.



Clasificación visual manual de las muestras, Se tomaron muestras alteradas y disturbadas para su análisis en el laboratorio anotando en una libreta sus propiedades físicas observables para complementar los resultados que se obtengan en el laboratorio para los correspondientes ensayos de mecánica de suelos y químicos.

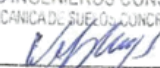
Los resultados tanto de laboratorio como de campo son plasmados en un perfil estratigráfico que representa la variabilidad de los suelos que conforman el terreno de fundación.

De los materiales encontrados en los diversos estratos (capas), se tomaron muestras selectivas en forma representativa, los cuales se colocaron en bolsas de polietileno (doble), las que fueron descritas e identificadas siguiendo la norma ASTM D-2488 "Practica Recomendable para la Descripción de Suelos", para posteriormente ser trasladados al laboratorio.

c) Fase de gabinete

Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo, ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y ensayos químicos.

- Elaboración de los perfiles geotécnicos representativos del suelo donde se emplazará la obra en mención. Asimismo, la presentación de las profundidades de las napas freáticas encontradas (en caso de presentarse), agresividad química de los suelos y otros parámetros físicos de suelo con fines de pavimentación.
- Recomendaciones técnicas de la pavimentación, diseño estructural del pavimento, consideraciones constructivas y sismoresistentes de las obras.
- Conclusiones y recomendaciones del estudio geotécnico.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANCHEZ
E.SPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



1.3.- Plan de trabajo

a) Planteamiento del estudio

El planeamiento del estudio geotécnico, ha sido realizado como una parte del sistema interno de control de calidad. Esto incluyó:

- La definición del área del estudio.
- Identificación de las tareas de campo, laboratorio y gabinete a ser emprendidas, y los alcances de las mismas.
- Elaboración de metodologías para cada una de las actividades de campo, laboratorio y trabajos de gabinete.
- Establecimiento de la secuencia de actividades y la interdependencia de las mismas.
- Procedimientos de interpretación y discusión de los resultados de campo y laboratorio.
- Estimación de los recursos requeridos para el cumplimiento de cada una de las tareas, y determinación de las tareas críticas en cuanto al tiempo y recursos que demanden.

Para el estudio geotécnico, las actividades han sido agrupadas en dos frentes de trabajo:

- Frente de excavaciones de calicatas (1.50 m de profundidad promedio)

El número de puntos de investigación será de acuerdo con el tipo de vía según se indica en la Tabla 2, con un mínimo de tres (03):

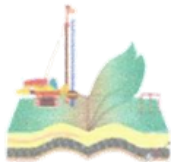
TABLA 2

TIPO DE VIA	NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACIÓN	ÁREA (m ²)
Expresas	1 cada	1000
Arteriales	1 cada	1200
Colectoras	1 cada	1500
Locales	1 cada	1800

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAVA SANTOS
Nº 11 13573
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

- Fuente: Norma CE.010 Pavimentos Urbanos



Calicata	Profundidad (m)
C-01	1.50
C-02	1.50

– Frente de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos (granulometría, límites de consistencia, contenido de humedad, peso específico). También se incluyen los ensayos de laboratorio de química de suelos (contenido de sales solubles totales y pH).

El planteamiento del estudio ha sido basado en los mejores datos disponibles en la literatura técnica, normas y manuales técnicos, y la experiencia de los integrantes del equipo técnico.

b) Programa de actividades y recursos logísticos

En principio, el programa de actividades ha conservado la estructura inicialmente planteada en la propuesta técnico-económica para este estudio, no obstante, hubo ampliación del tiempo de ejecución del estudio por mutuo acuerdo entre las partes.

La empresa, ha cumplido con los recursos humanos y logísticos ofrecidos en su propuesta técnico-económica, es decir, se ha mantenido el staff de ingenieros y personal técnico, así como los recursos logísticos ofrecidos y obrero en su totalidad.

II.- Ubicación del área de estudio

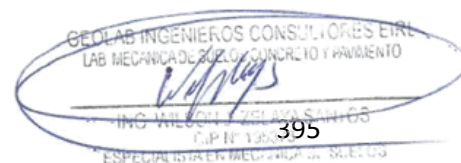
El area en estudio se ubica en el distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash, Región Ancash. Específicamente el proyecto comprende "EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA"

Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640

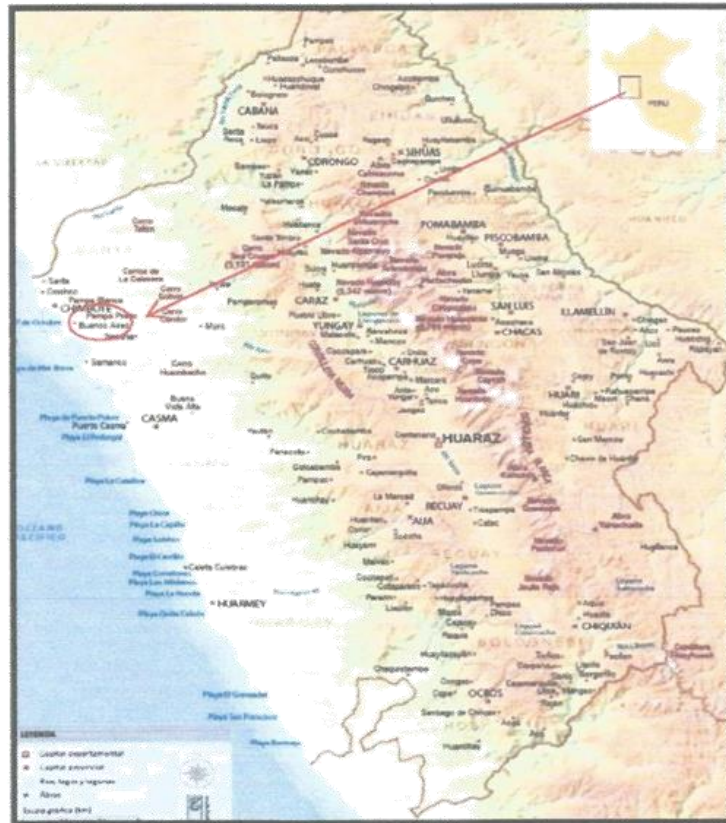
E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.





Ubicación del Proyecto



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
[Signature]
ING. WILSON T. ZELAYA SANCOS
C.R.P. N° 1465273
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

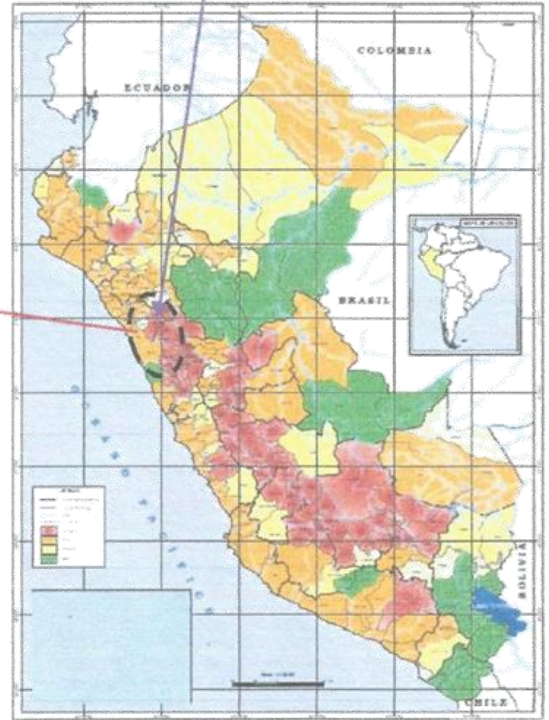
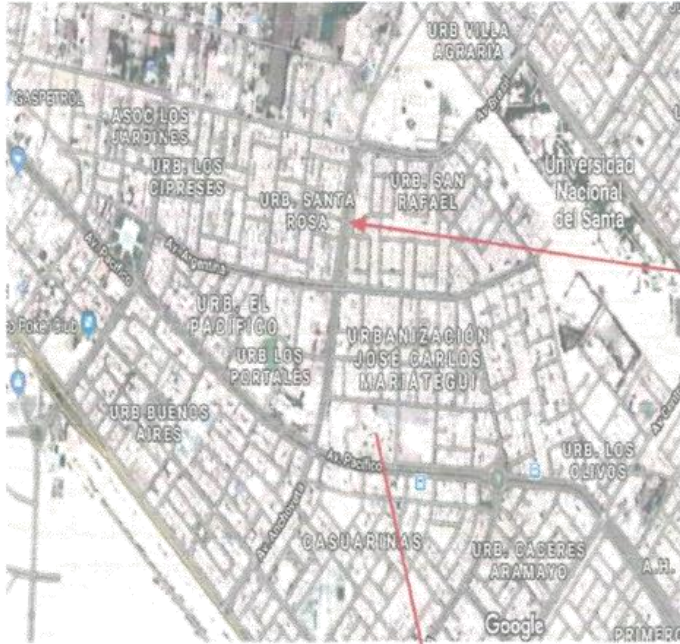
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,

CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,

LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Ubicación del proyecto



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Sanluis
ING. WILSON J. ZELAYA SANLUIS
E.I.R.L.
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B Lt. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.



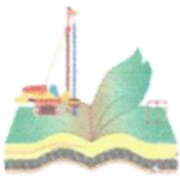
2.1 DESCRIPCION DE LA VIA

Esta es la etapa inicial antes de evaluar las otras etapas. Corresponde a determinar la condición de la vía existente en el área en estudio.

El tramo está compuesto de carpeta asfáltica de 2 cm a 3.5 cm de espesor en mal estado de conservación predominando la presencia de baches, rajaduras, ahuellamientos, desprendimiento de agregado y en zonas donde la carpeta asfáltica ya no existe, seguido de material granular procedente de cantera, el mismo que presenta características de base y sub base. El espesor promedio del tramo es de 0.25 m, Esta capa se encuentra compuesta por material arena mal graduada con limo (SP-SM) de la clasificación SUCS y A1 - a (0) y A1-b(0) de la clasificación AASHTO, sus granos son de forma angular y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo; seguido de un segundo estrato conformado de arena mal graduada de color beige claro, sus granos son de forma sub redondeados con presencia de finos no plásticos, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo, luego subyace un tercer estrato conformado de suelto tipo arena mal graduada sus granos son de forma sub redondeada con presencia de finos no plásticos de color beige oscuro con machas grisáceas, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



2.2.- CLIMA Y TEMPERATURA:

La Ciudad de Nuevo Chimbote presenta un clima moderado. Las temperaturas en el área varían entre 23°C a 27°C en promedio durante los meses de verano (Noviembre a Abril) y a una temperatura promedio mínima de 14 °C durante los meses de invierno (Mayo a Octubre). El promedio de temperatura en verano es de 24°C y el promedio en invierno es de 19°C.

PRECIPITACION:

Muy raras veces llueve en la región y se sabe de décadas que transcurren sin ella. El régimen de lluvias en la cuenca es relativamente homogéneo, conteniendo en el año dos épocas definidas, una humedad correspondiente a los meses de verano y otra seca ocurriendo básicamente en los meses restantes se pueden considerar como transición entre estas épocas. Se ha observado que el mes de máximas precipitaciones en todas las estaciones analizadas es el mes de marzo y el de mínimas precipitaciones es el mes de Julio.

HUMEDAD ATMOSFÉRICA:

Como es normal para las zonas costeras, se considera que la ciudad de Chimbote está en una zona húmeda. El vapor de agua desempeña un rol importante en la evolución de los fenómenos atmosféricos y en las características fundamentales del clima. Una de las formas de expresar el contenido de vapor de agua del aire es por medio de la humedad relativa en las cuatro estaciones meteorológicas ubicadas en Chimbote. La humedad relativa media mensual histórica es de 73%

Se dispone de información de horas de sol en las estaciones del Puerto de Chimbote y Rinconada en las cuales se establece que el promedio de horas de brillo solar varía de 7 a 9 horas en los meses de verano y en los meses de invierno varía de 5 a 7 horas.

Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash

Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.





III.- GEOLOGIA DEL AREA EN ESTUDIO

3.1. GEOMORFOLOGIA

3.1.1 PRINCIPALES AGENTES MODELADORES

Dentro de los principales que han dado origen a las geformas actuales, se tiene el agua y el viento como los que han jugado un papel muy importante. Las intensas lluvias que se producen en la región constanera después de largos periodos de sequia, origina grandes torrentes que descienden por las diversas quebradas, los materiales acarreados por dichos torrentes se han acumulado en las planicies bajas en formas de grandes abanicos.

3.1.2. UNIDADES GEOMORFOLOGICAS.

Las unidades geomorfológicas mayores son la faja costanera, los valles de la vertiente pacifica y las estribaciones de la cordillera occidental, dentro de las cuales se pueden identificar en la zona las siguientes unidades menores.

Cuadrángulo de Chimbote, los afloramientos de gabros y rocas asociados se encuentran en la Isla Blanca , cerro señal Taricay y cerro Tambo. Los afloramientos de gabros tienen coloraciones oscuras que se diferencian de las rocas adyacentes por su mayor resistencia a la erosión. En algunos casos tienen morfología resaltante, como el caso del Cerro Tortugas, Cerro Prieto, Cerro Samanco, etc.

Los componentes intrusivos iniciales del Batolito de la costa Varían en un rango desde gabro a diorita, según sus características petrognificas se han separado en los mapas geológicos respectivos cuerpos de gabro, diorita, microdiorita a diablia y un complejo de diques, cada uno de ellos tiene una forma y distribución espacial.



3.2. SUPER UNIDAD SANTA ROSA

El lado Oeste del Batolito esta compuesto por un complejo muy variado de tonalita acida. Las características petrográfica y de campo de este complejo son muy similares a las del complejo de la región Chancay – Huaura (Cobbing y Pitcher, 1972). Ya que el complejo de la tonalita acida de la región de Casma representa claramente la continuación hacia el norte, del Complejo Tonalita Santa Rosa de Cobbing y Pitcher; Child R. (1976) prefiere mantener el nombre y sin embargo cambia la denominación de "Complejo" por la de "Super Unidad"

La súper unidad Santa Rosa es la mas amplia de la unidades intrusivas que forman el Batolito cubriendo aproximadamente el 60 % del area total, correspondiente a las rocas intrusivas. Aflora en una extensa franja que va desde Chimbote en el Norte, hasta la quebrada Berna Puquio en el Sur (Culebras) y se prolonga mas hacia el Sur a los Cuadrangulos adyacentes

3.2.1. DEPOSITOS CUATERNARIOS

La evidencia del levantamiento y erosión de la región se sustenta en la presencia de terrazas marinas levantadas, depósitos marinos recientes, terrazas aluviales levantadas, depósitos aluviales recientes, depósitos eólicos estabilizados y acumulaciones eólicas en actividad, etc. Todos estos depósitos fluvio-aluviales depósitos residuales ya un los deslizamientos constituyen la cobertura del material reciente que recubren gran parte del area de estudio y por simplificación de le ha agrupado como depósitos marinos, eólicos y aluviales.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
CIP 115173
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



3.2.2. DEPOSITOS MARINOS

Se encuentran distribuidos a lo largo del litoral, especialmente en las bahías y efirantes; consiste de arenas semiconsolidadas con estratificación sesgada, cuyos componentes son cuarzo de 1 a 3 milímetros, granos oscuros de rocas volcánicas finas en algunos casos con fragmentos de conchas en una matriz de arena gruesa. Los remanentes de depósitos marinos levantados en general se inclinan suavemente hacia el Oeste.

3.2.3. DEPOSITOS EOLICOS

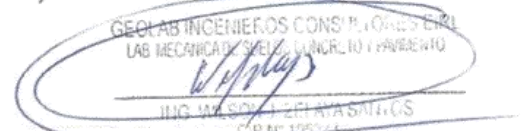
Se pueden distinguir dos tipos de arenas eólicas; los montículos de arenas eólicas; los montículos de arena estabilizadas y depósitos de arena en movimiento o continua evolución.

Las arenas estabilizadas se observan al Este de la ciudad de Chimbote, al Sur de Samanco, etc.

Los procesos eólicos retrabajan rápidamente las arenas y cubren los depósitos de playas, estos últimos representan la fuente principal del material eólico que se transporta hacia el continente, El avance continuo de las arenas ha definido cuerpos alargados, longitudinales conocidos como médanos que avanzan hacia el continente sobre yaciendo a rocas cretáceas.

3.2.4 DEPOSITOS ALUVIALES

Como se observa en los mapas geológicos los depósitos aluviales son mas abundantes en el cuadrángulo de Casma, en estrecha relación con la mayor extensión de rocas plutónicas, las cuales son mas fácilmente erosionables, originando depósitos arenosos gruesos y limoarcillas





En los depósitos aluviales se incluyen la terrazas los rellenos de quebradas y valles, así como los depósitos recientes que constituyen las pampas o llanuras aluviales, las terrazas están formadas por gravas arenas y limos que en algunos casos sobreyacen directamente al basamento rocosos, en otros casos constituyen una secuencia gruesa de depósitos aluviales mal seleccionados con clastos de litologías diversas.

En general los depósitos aluviales son más gruesos a heterogéneos hacia el Este, en cambio hacia el Oeste son de fragmentometría más fina y características más homogéneas, por lo que son explotados como agregados y material de construcción.

GEOLOGÍA GENERAL:

La ciudad de Chimbote y sus alrededores está enmarcada dentro de las siguientes geomorfologías:

Unidad de playas.

Unidad de pantano.

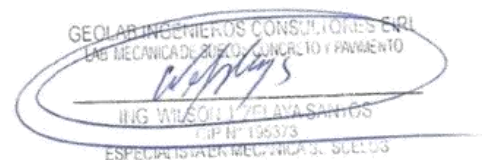
Unidad de depósitos aluviales de Lacramarca.

Unidad de colinas.

Unidad de dunas.

c) Unidad de playas

Se ubica a lo largo de la costa de la bahía de Chimbote y Nuevo Chimbote, con un ancho promedio de 10 a 30 m. Está constituido de arenas gruesas, arenas finas y conchas marinas, con intercalaciones de arcillas en los laterales.





d) Unidad de pantanos

Limitada por la unidad de playas y ubicada dentro del gran abanico aluvial de Nuevo Chimbote, presentándose con nivel freático casi superficial y en las áreas distantes del cono aluvial a consecuencia de la crecida del río Lacramarca, cuyas aguas se infiltran y fluyen subterráneamente hacia el mar.

En épocas de ocurrencia del Fenómeno "El Niño", el área de pantanos aumenta de extensión superficial, provocando inestabilidades.

e) Unidad de depósitos aluviales del río Lacramarca

Se encuentra a lo largo del cono aluvial, ensanchándose cerca a la desembocadura del río Lacramarca en el Océano Pacífico. Los depósitos aluviales se extienden desde Chimbote hasta Nuevo Chimbote.

Dentro de esta unidad se encuentra el cauce fluvial del río Lacramarca, que en épocas de crecidas produce la erosión local y general del cauce e inundación de las planicies inundables, comprometiendo la seguridad de las obras de ingeniería emplazadas en el cauce y faja marginal del río.

Dicha unidad está constituida de arenas, limos y gravas en profundidades de 5 m a 10 m. El nivel freático varía desde 0,00 m (pantano) hasta 1.50 m de profundidad (áreas limítrofes del abanico).

f) Unidad de colinas

Es parte de la vertiente andina, constituida de rocas graníticas cubiertas superficialmente con arenas eólicas, formando colinas suaves y onduladas cuyas pendientes varían de 3° a 10°, como se

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
W. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZEZEYLA SANTOS
CIP. N° 125573
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



observa en el reservorio R-III y alrededores. En esta unidad se aprecian depósitos coluviales y proluviales, de granulometría heterométrica.

g) Unidad de dunas

Son depósitos eólicos ubicados en la margen derecha del río Lacramarca tienen un espesor de 10 m a 20 m aproximadamente.

IV.- GEOLOGÍA REGIONAL:

Geológicamente, a nivel regional se han reconocido las siguientes unidades estratigráficas:

a) Cretáceo.-

Grupo Casma

Es una secuencia volcánica andesítica, conformada por lavas y brechas, de composición básicamente de andesita y porfirítica que presentan fenocristales de plagioclasas anfiboles y en menor proporción piroxenos. También se observan alteraciones de tipo propilítico, cloritización y silicificación incipiente. En la ciudad de Chimbote el volcánico se encuentra expuesto principalmente en el extremo norte por los cerros Chimbote y Tambo Real, y en el extremo Sur-Este por los cerros Península y División.

La edad de los depósitos anteriores ha sido ubicado a fines del periodo jurásico y cretácico superior.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson Zelaya Santos
ING. WILSON ZELAYA SANTOS
P.I.P. 195373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



b) Intrusivos.-

Este segundo tipo de afloramiento existente en la zona se encuentra representado por formaciones de granodiorita, cuya coloración oscila entre gris oscuro y gris claro, su grano varía entre medio y grueso; teniendo su mejor exposición en el lado Este de la ciudad, en las colinas de las Pampas de Chimbote.

c) Cuaternario.-

Son los más predominantes en el área de estudio, formada por extensos depósitos la arena eólica, formando muchas veces colinas de poca elevación. Se nota la presencia de materiales aluvionales y fluviales formando depósitos a lo largo del lecho antiguo del Río Lacramarca, así como en el extremo Norte de la ciudad, conocidos como Cascajal, La Mora, etc. y están constituidos principalmente por los siguientes depósitos:

4.1.- Tectonismo

Esta región es considerada como un área de concentración sísmica caracterizada por movimientos con hipocentros entre 40 y 70 Km. de profundidad frente al litoral de Chimbote y en la falla de Cerro península en Samanco, con relación a los focos sísmicos indicados se estima que en 70 años se puede alcanzar una magnitud de 6.9 mb y una aceleración de 0.28g para condiciones medidas de cimentación en material blando.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
E.I.R.L. 2007
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



V.- TRABAJO DE CAMPO

Trabajos de Campo

Con la finalidad de identificar y realizar la evaluación geotécnica del suelo de la sub rasante existente a lo largo del trazo, se llevó a cabo un programa de exploración de campo, excavación de calicatas y recolección de muestras para ser ensayadas en el laboratorio. En total se excavaron 02 calicatas "a cielo abierto", los que se denominan C-1 al C-02. La ubicación (progresiva, lado), número de muestras, profundidad y descripción de las calicatas ejecutadas se presentan en el siguiente Anexo denominado "Relación Detallada de Calicatas Ejecutadas"

La profundidad alcanzada en las perforaciones mencionadas es de 1.50 m., por debajo de la sub rasante proyectada y ubicadas en forma alternada (derecha e izquierda) de la vía en estudio.

El plano mostrando la ubicación de las calicatas efectuadas, se presenta en el Anexo "Plano de Ubicación de Calicata".

- La relación resumida de las prospecciones realizadas así como los registros de excavaciones se incluyen en el Anexo "Registro de Sondaje".

5.1.- Muestreo: se tomaron muestras alteradas o disturbadas de cada estrato, las cuales fueron guardadas y selladas y enviadas al laboratorio, realizándose ensayos con fines de identificación y clasificación.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON Y. ZELAYA SANTOS
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



VI.- ENSAYOS DE LABORATORIO.-

Con las muestras alteradas obtenidas de las calicatas realizadas, se han ejecutado los siguientes ensayos estándar: 06 ensayos de análisis granulométrico por tamizado, 06 ensayos de límite líquido y 06 ensayos de límite plástico, 01 ensayos de CBR, 03 ensayos de sales solubles totales y 02 ensayos de Ph, 02 ensayos de Ion Cloruro, 02 ensayos de Ion Sulfato, Las muestras fueron ensayadas en el laboratorio de la empresa Corporación Geotecnia SAC, han sido clasificadas utilizando el Sistema Unificado de Clasificación (SUCS) y American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

Los ensayos anteriormente mencionados se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos instalado en la ciudad de Nuevo Chimbote. Los ensayos fueron realizados de acuerdo a las

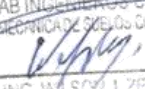
Normas Peruanas E.050 de Mecánica de Suelos, American Society for Testing and Materials (ASTM), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) .

Los resultados de los ensayos de mecánica de suelos estándar se presentan en el Anexo.

6.1.- Ensayos químicos de suelos

Para estimar la agresividad de los suelos sobre estructuras del pavimento, se han ejecutado los siguientes ensayos químicos sobre muestras de suelo obtenidas: 02 ensayos de contenido de sales solubles totales 02 ensayos para la determinación del pH (AASHTO-T289), 02 ensayos de Ion Cloruro y 02 ensayos de Ion sulfato.

Los resultados de los ensayos químicos se presentan en el Anexo

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAVA SAMILÓS
CIP: 100073
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



VI.- ENSAYOS DE LABORATORIO.-

Con las muestras alteradas obtenidas de las calicatas realizadas, se han ejecutado los siguientes ensayos estándar: 06 ensayos de análisis granulométrico por tamizado, 06 ensayos de límite líquido y 06 ensayos de límite plástico, 01 ensayos de CBR, 03 ensayos de sales solubles totales y 02 ensayos de Ph, 02 ensayos de Ion Cloruro, 02 ensayos de Ion Sulfato, Las muestras fueron ensayadas en el laboratorio de la empresa Corporación Geotecnia SAC, han sido clasificadas utilizando el Sistema Unificado de Clasificación (SUCS) y American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

Los ensayos anteriormente mencionados se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos instalado en la ciudad de Nuevo Chimbote. Los ensayos fueron realizados de acuerdo a las

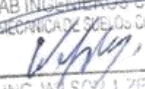
Normas Peruanas E.050 de Mecánica de Suelos, American Society for Testing and Materials (ASTM), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) .

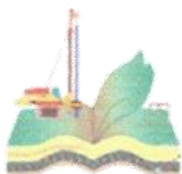
Los resultados de los ensayos de mecánica de suelos estándar se presentan en el Anexo.

6.1.- Ensayos químicos de suelos

Para estimar la agresividad de los suelos sobre estructuras del pavimento, se han ejecutado los siguientes ensayos químicos sobre muestras de suelo obtenidas: 02 ensayos de contenido de sales solubles totales 02 ensayos para la determinación del pH (AASHTO-T289), 02 ensayos de Ion Cloruro y 02 ensayos de Ion sulfato.

Los resultados de los ensayos químicos se presentan en el Anexo

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAVA SAMILÓS
CIP: 100073
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



VII.- ENSAYOS ESTANDARD: con las muestras representativas extraídas se realizaron los siguientes ensayos:

1. Análisis Granulométrico. ASTM D 422
2. Contenidos de Humedad. ASTM D 2216
3. Límites de Consistencia. ASTM D 4318
4. Clasificación de los suelos SUCS, ASTM D 2487
5. Peso Volumétrico. ASTM D 4254
6. Descripción visual de los suelos ASTM D 2488

7.1.- ENSAYOS ESPECIALES: se realizó el siguiente ensayo

California Bearing Radio - C.B.R. (NTP 339.127)

VIII.- CLASIFICACION DE SUELO

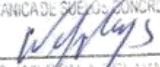
Las muestras ensayadas se han clasificado de acuerdo a American Association of State Highway Oficial (AASHTO) y al Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCCS).

Perfiles estratigráficos

Los perfiles estratigráficos del subsuelo para el proyecto, ha sido elaborado en base a lo siguiente:

- Un conjunto de calicatas distribuidas convenientemente en el emplazamiento de la obra.
- Registro de excavaciones del conjunto de calicatas distribuidas en el emplazamiento de la obra.

Una apropiada inferencia de los diferentes estratos constitutivos del subsuelo del lugar del emplazamiento de la obra

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. CLAYA SANTOS
CIP N° 195375
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



IX- CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION.-

De acuerdo al análisis efectuado de la estratigrafía del subsuelo y a los ensayos de laboratorio realizados, se concluye que el suelo natural más desfavorable encontrado en el área de estudio, es del tipo A1-b (0), está conformado por un material que presenta las siguientes características:

- | | |
|-----------------------------------|-----------|
| -Permeabilidad | - Alta |
| - Expansión | - Baja |
| - Valor como terreno de fundación | - Regular |
| - Característica de Drenaje | - Bueno |

X.- AGRESIVIDAD DEL SUELO.

Se ha verificado del ensayo de sales solubles, que el tipo de suelo encontrado presenta mayores porcentajes a los admisibles de sales solubles en suelos, se concluye que estas representan un problema y afectaran las estructuras debido a la agresividad de sales en el suelo.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILZE S. ZELAYA SANTOS
CIP N° 196324
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



ELEMENTOS QUIMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION

PRESENCIA EN EL SUELO DE:	P.P.M.	GRADO DE ALTERACION	OBSERVACION
SULFATOS	0 – 1,000 1,000 – 2,000 2,000 – 20,000 > 20,000	Leve Moderado Severo Muy severo	Ocasiona un ataque químico al Concreto de la cimentación.
CLORUROS	> 6,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras y elementos metálicos.
SALES SOLUBLES TOTALES	> 15,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia por lixiviación.

TABLA N° 2

TIPO DE CEMENTO REQUERIDO PARA EL CONCRETO EXPUESTO

AL ATAQUE DE LOS SULFATOS

GRADO DE ATAQUE DE LOS SULFATOS	PORCENTAJE DE SULFATOS SOLUBLES (SO ₄) EN LA MUESTRA DE SUELO (%)	PARTES POR MILLON DE SULFATOS (SO ₄) EN AGUA (p.p.m.)	TIPO DE CEMENTO	RELACION AGUA/CEMENTO MAXIMA (concreto normal)
Despreciable	0 a 0.10	0 a 150	I	
Moderado	0.10 a 0.20	150 a 1,500	II	0.50
Agresivo	0.20 a 2.00	1,500 a 10,000	V	0.45
Muy Agresivo	> de 2.00	> 10,000	V + puzolana	0.45

P.C.A. Asociación Cemento Portland

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELO, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilze
ING. WILZE ZELAYA SAINZ
E.SPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



XI.- DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.


De acuerdo a Seed, Woodward y Lundgren, establecieron la siguiente tabla de potencial de expansión determinada en laboratorio

INDICE DE PLASTICIDAD	POTENCIAL DE EXPANSION
0 -15	BAJO
15 -35	MEDIO
35 – 55	ALTO
>55	MUY ALTO

Se ha estimado el potencial de expansión para cada uno de los puntos de investigación del área en estudio, según los ensayos realizados se desprende que hay presencia de suelos poco expansivos.

XII.- DE LOS TERRENOS COLINDANTES

- _ En el área del proyecto no se ha podido verificar otros estudios similares al Presente.
- **De las cimentaciones adyacentes**
 - _ Se ha verificado que la mayoría de las edificaciones adyacentes son de material noble de 01 a 2 pisos. Por la ubicación de las obras previstas en el proyecto, las edificaciones adyacentes no afectara a la construcción a realizarse.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
CIP N. 135373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



XIII- DATOS GENERALES DE LA ZONA.

a) **Geodinámica Externa.**– Respecto a este fenómeno lo que se puede anotar es que la zona en estudio se encuentra dentro de la región Media de Sismicidad en el Perú en la Zona 4 cuyo factor es $Z = 0.45$, el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Como un antecedente relativamente cercano tenemos el terremoto del 31 de Mayo de 1970, el cual fue uno de los más catastróficos de la Historia, su epicentro fue localizado a 9.4° Latitud Sur y 79.3° Longitud Oeste, el cual produjo una aceleración de $0.24g$. La magnitud calculada fue de 7.5° en la escala de Richter, la cual fue menor al Sismo del 26 de febrero de 1619 que alcanzó 7.8° en la escala de Richter.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" Del Reglamento Nacional De Edificaciones 2016.

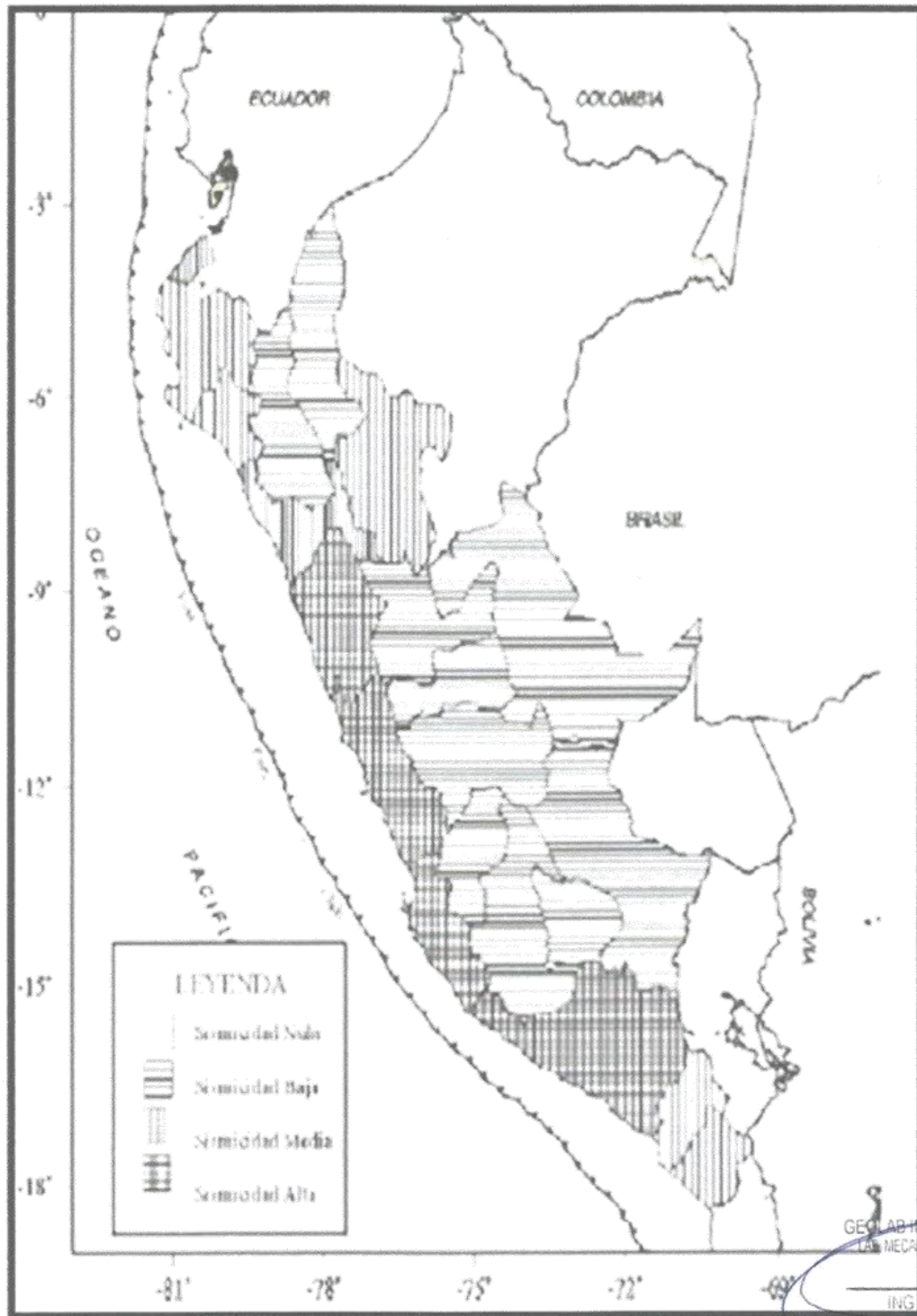
GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilze
ING. WILSON J. ZELAYA SANTIAGO
CIP N° 195373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 **RUC:**20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.



b) Terrenos Colindantes.- Adyacentes al terreno se encuentran viviendas, vegetación de la zona, dunas y construcciones de la población.

Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.



XIV- EFECTO DE SISMO

La zona de estudio corresponde al distrito de Nuevo Chimbote, en el departamento de Ancash, la cual se encuentra dentro de la zona 4 del mapa de zonificación sísmica del Perú de acuerdo a la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2016) como se puede observar en la figura 1.

En la figura 2 se muestra el mapa de distribución de máximas intensidades en el Perú.

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Las fuerzas sísmicas horizontales pueden calcularse de acuerdo a las normas de diseño sismorresistente según la siguiente relación:

- Para la zona donde se cimentara, el suelo de cimentación es arena el cual tendrá los siguientes parámetros sísmicos: S es el factor Suelo con un valor de $S=1.15$, para un periodo predominante de $T_p= 0.60$ s, y Z es el factor de la zona 3 resultando $Z= 0.35g$.

Para el análisis seudo estático se ha empleado una aceleración máxima de $0.42g$, y según la literatura técnica internacional para la selección del coeficiente del análisis seudo estático se ha considerado la mitad de la aceleración máxima de la zona y cuyo valor es 0.21 .

En la figura 3 se muestra los valores de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 500 años y para una vida útil de 50 años, con una excedencia de 10%.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
REG. PROF. 10073
E.I.R.L. - C/ PUEBLO JOVEN 03 DE OCTUBRE, MZ B L.I. 07, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH



FIGURA N° 1: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional de Edificaciones (2016)

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilze
ING. WILSON J. ZELAYA SALINAS
CIP 111 5673
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

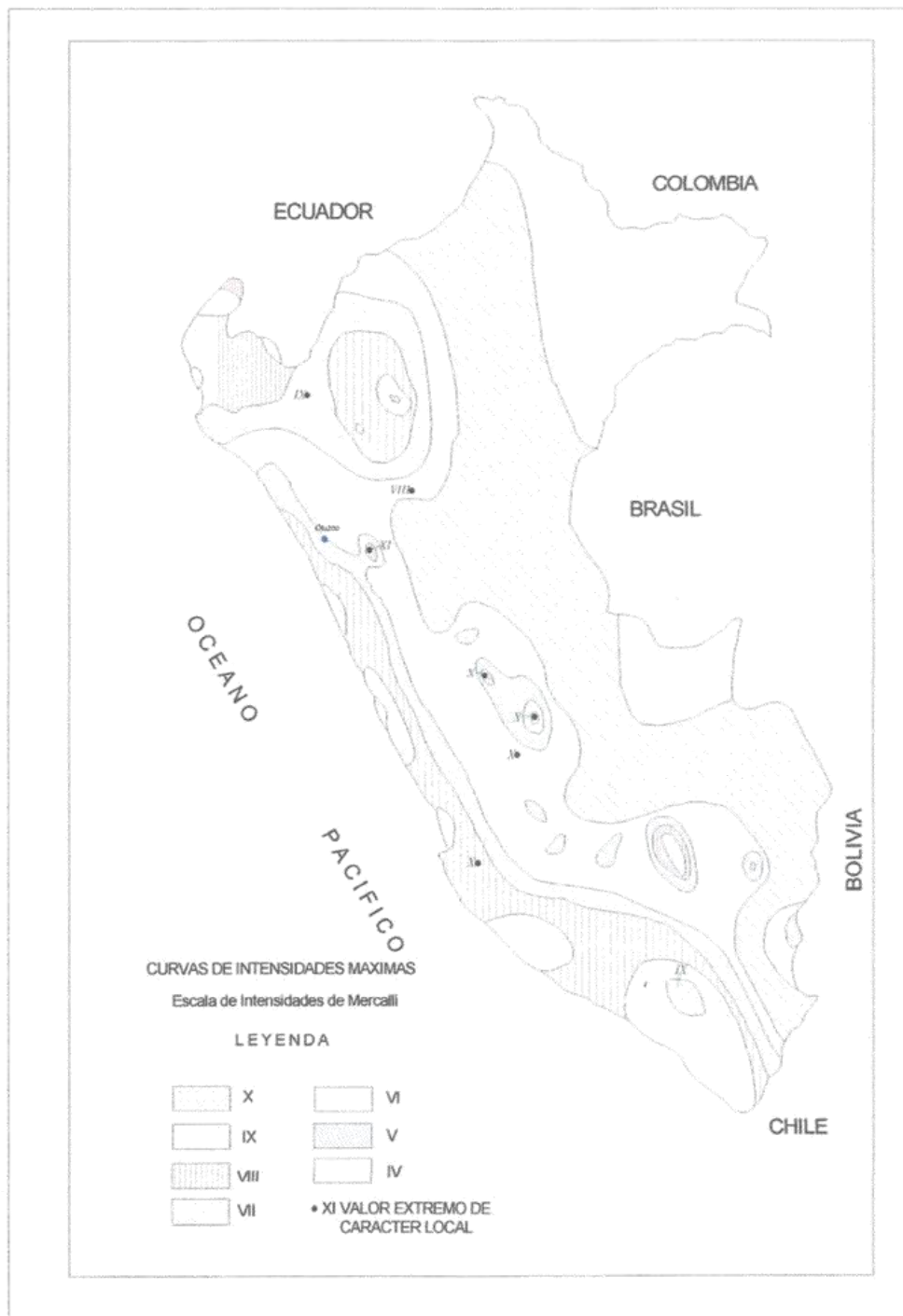
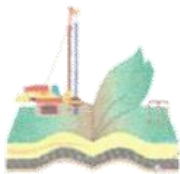


FIGURA N° 2: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984)

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

Wilson J. Zelaya Santos

ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
CIP. N° 135973
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

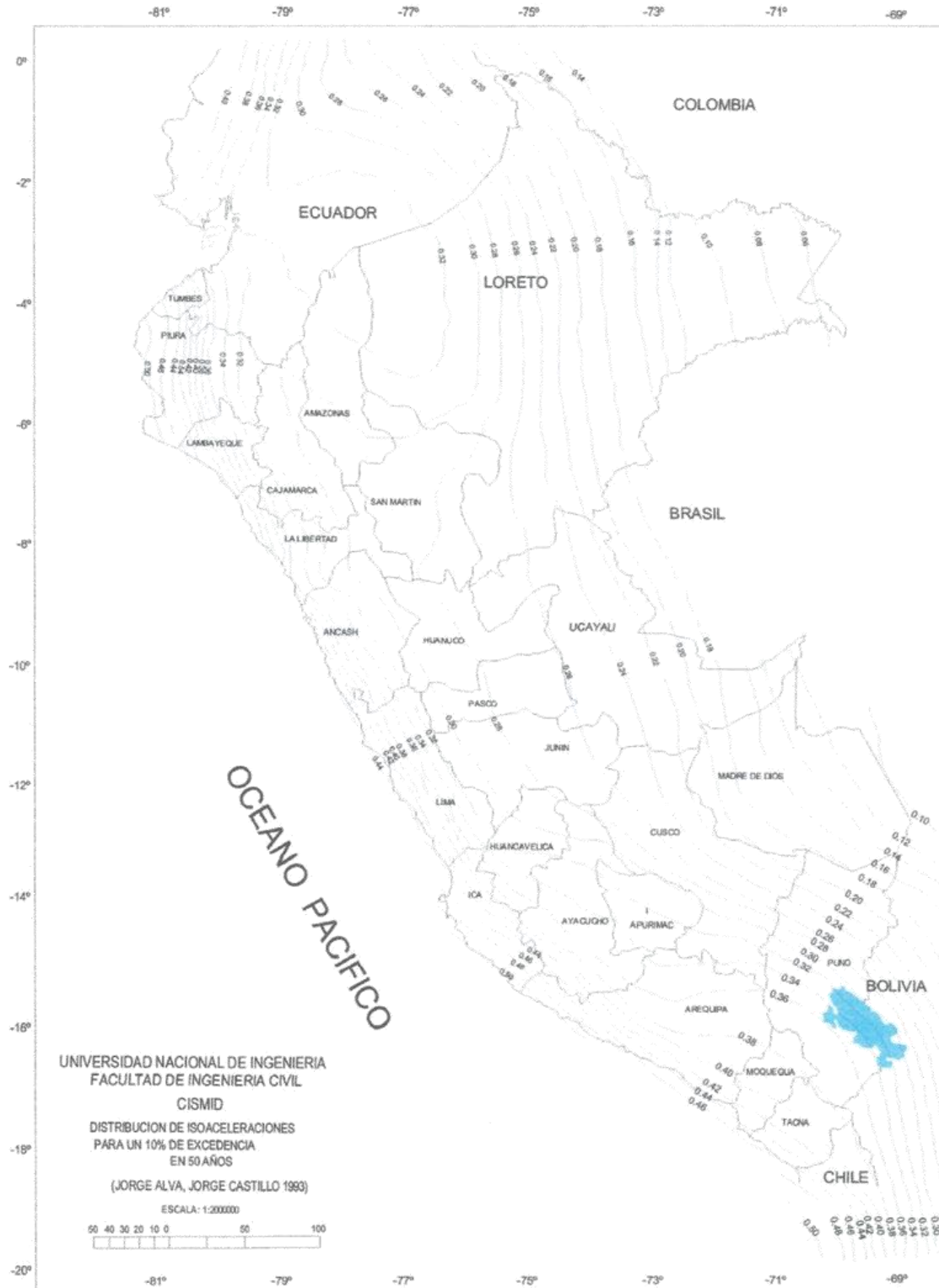


Figura 3. Mapa de Isoaceleraciones para 475 años de Periodo de Retorno

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
C.P.N. 12543
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B L.I. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.



XV.- DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.

En base a los ensayos de campo se deduce la siguiente conformación:

La calicata N° 01, no presenta nivel freático a la profundidad de 1.50 m, conformado por carpeta asfáltica en frío de 0.04 m, seguido de un estrato (M-1) de 0.15 m de espesor de material arena mal graduada con limo sus granos son de forma angular y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo; seguido de un segundo estrato (M-2) de 0.15 m de espesor conformado de arena mal graduada de color beige claro, sus granos son de forma sub redondeados con presencia de finos no plásticos, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo, luego subyace un estrato (M-3), de 1.16 m de arena mal graduada sus granos son de forma sub redondeada con presencia de finos no plásticos de color beige oscuro con machas grisáceas, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo.

La calicata N° 02, no presenta nivel freático a la profundidad de 1.50 m, conformado por carpeta asfáltica de 0.03 m, seguido de un estrato (M-1) de 0.15 m de espesor de material arena mal graduada con limo sus granos son de forma angular y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo; seguido de un segundo estrato (M-2) de 0.15 m de espesor conformado de arena mal graduada de color beige claro, sus granos son de forma sub redondeados con presencia de finos no plásticos, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo, luego subyace un estrato (M-3), de 1.17 m de arena mal graduada sus granos son de forma sub redondeada con presencia de finos no plásticos de color beige oscuro con machas grisáceas, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo.



XVI.- ESTUDIO DEL TRÁFICO

El estudio de tráfico con fines de diseño del pavimento está orientado a proporcionar información básica para determinar los indicadores de tráfico y repeticiones de ejes equivalentes.

Se ha obtenido información necesaria sobre el tipo de tránsito que circula por esta vía, con la finalidad de cuantificar, clasificar y conocer el volumen de los vehículos que transitan por el tramo de la Vía; información que es indispensable para determinar las características de diseño del pavimento para el presente proyecto.

El análisis de Tráfico, determino el tránsito actual; sus características y proyecciones para el período de vida útil, en número acumulado de repeticiones de carga de eje equivalente de 8.2 toneladas, dato necesario para el diseño de la estructura del pavimento. Considerado exclusivamente la acción de autos y camionetas, Buses de 2 ejes, C2E.

El período de diseño establecido es de 10 años, considerándose los trabajos rehabilitación y mejoramiento para ese período, y una tasa de crecimiento del 3.0% anual. En base a esta información proyectamos entonces el número de ejes equivalentes:

El período de diseño establecido es de 20 años

$$W_{18} = 3.89E+05$$

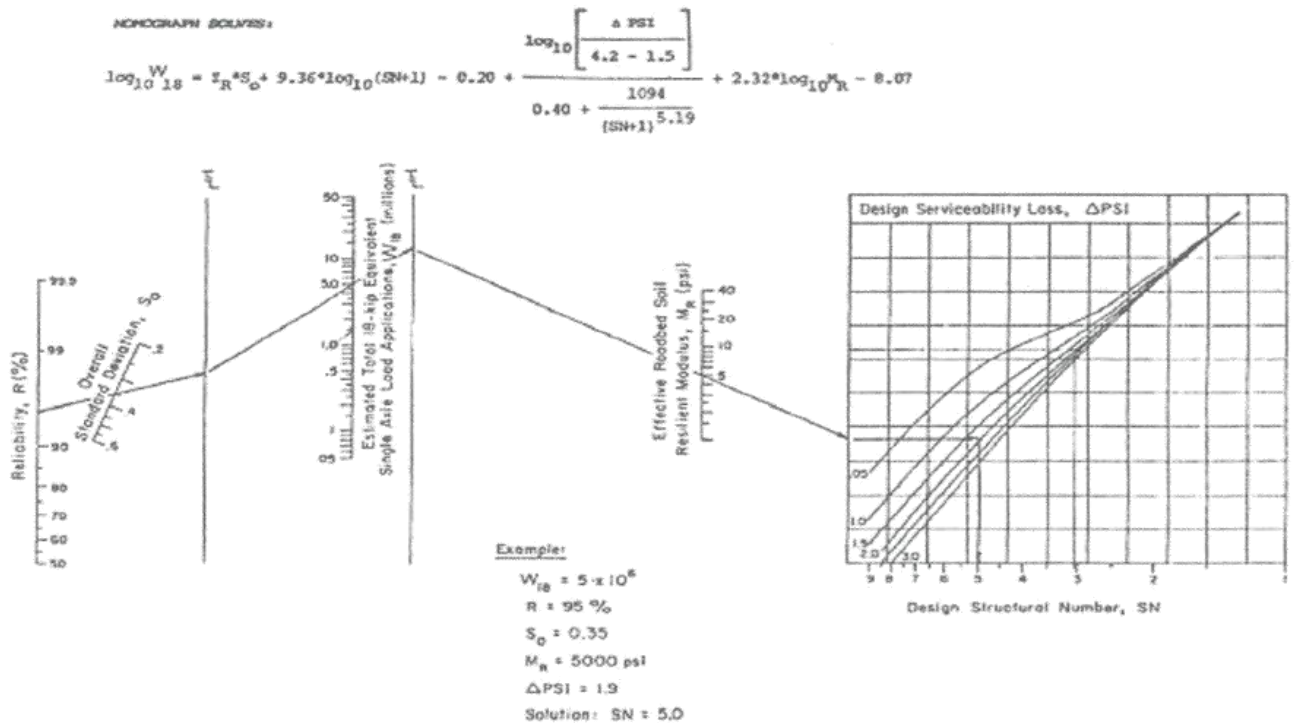
GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilze
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
C.P.N. 195073
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



XVII.- DISEÑO DEL PAVIMENTO FLEXIBLE METODO AASHTO 1993

El diseño del pavimento, utilizando el Método AASHTO, versión 1993 (GUIDE FOR DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURE 1993).basado en AASHTO Road Test, consiste en determinar el Número Estructural (SN) en función del Módulo Resiliente de la subrasante (M_R), número de ejes standard anticipado (N), Confiabilidad (R%), Desviación Standard total (S_0), pérdida de serviciabilidad (Δ PSI) e índices estructurales del pavimento.

Los valores del número estructural se determinan mediante la aplicación de la ecuación de diseño indicada en la Fig. 3.1 del método de diseño



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
 LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

 ING. WILSON MELAYA SANTOS
 C.R.C. 13012
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



Variables de Diseño:

El método AASHTO-93 incluye entre otros los siguientes parámetros:

a) NIVEL DE CONFIANZA

Básicamente, es una forma de incorporar cierto grado de certeza en el proceso de diseño, para garantizar que la sección del pavimento proyectado se comportará satisfactoriamente bajo las condiciones de tráfico y medio ambiente durante el periodo de diseño.

El nivel de confianza tiene como función garantizar que las alternativas adoptadas perduren durante el periodo de diseño. En el Cuadro N° 01 "Niveles de Confianza sugeridos para Diferentes Carreteras", indican los rangos de confiabilidad sugeridos para distintos tipos de carreteras, clasificadas según su funcionalidad. Para el Estudio de Suelos, Pavimentos, Geología y Geotecnia del Estudio Definitivo del Proyecto: "EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA", por ser una Carretera Local; le corresponde una confiabilidad que varía de 50 – 80.

**NIVELES DE CONFIANZA SUGERIDOS PARA
DIFERENTES CARRETERAS**

Clasificación	Niveles de Confiabilidad Recomendado	
	Urbana	Rural
Autopistas interestatales y otras	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias Principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras de Transito	80 - 95	75 - 95
Carreteras Locales	50 - 80	50 - 80

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
C.R.N. 14075
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

En base a la confiabilidad de los datos estudiados y a los términos de referencia se le asigna una confiabilidad de 80% como promedio. En el Cuadro N° 4.1 "Valores de la Desviación Standard Normal", muestra los valores de Desviación Standard Normal que se adopta en base al Nivel de Confianza. Según la Guía de Diseño AASHTO, resulta un ZR de -0.841.



Table 4.1 Standard Normal Deviate (ZR) Values Corresponding to Selected Levels of Reliability

Reliability R (percent)	Standard Normal Deviate, ZR
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

Desviación Standard Total

El valor de Desviación Standard Total varía entre 0.40 y 0.50 para pavimento flexible. Se adopta el valor promedio de $S_0 = 0.45$.

Serviciabilidad

La serviciabilidad de un pavimento es su capacidad de servir al tipo de tráfico que usa la vía (ligero y pesado). La medida de serviciabilidad es el Índice de Serviciabilidad presente (PSI) que varía entre 0 (carretera intransitable) y 5 (carretera en perfectas condiciones). El valor de la serviciabilidad inicial, de acuerdo a la práctica usual, es de $p_i=4.0$ para la carpeta asfáltica.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELO, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilze
ING. WILZE ZELAYA SANTOS
C.I.F. 1054373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



De acuerdo a lo indicado en los Términos de Referencia el Índice de Serviciabilidad final será $p_i=2.0$, por lo que la pérdida del Índice de Serviciabilidad es $\Delta p = 2.0$. En el Cuadro 8.2.1 se presenta el resumen de los valores de serviciabilidad aplicados en el diseño.

Cuadro 01.1

Tipo de superficie de rodadura	p_i	p_f	Δp
Carpeta asfáltica	4.0	2.	2.0

El Índice de serviciabilidad terminal se considera igual a 2., valor que indica la necesidad de Rehabilitar la carretera, para lo cual será necesario efectuar evaluaciones periódicas, tanto Funcional como Estructural (Rugosidad y Deflectometría; respectivamente), a fin de obtener la base de datos con las cuales se establecerán las medidas correctivas y con ellas asegurar la durabilidad de la misma.

Coefficiente de Drenaje m_i

Representa el porcentaje del tiempo durante el Período de Diseño, que las capas del pavimento (Base y Sub-base) estarán expuestas a niveles de humedad cercanos a la saturación, el cual depende de la pluviosidad del sitio, de la topografía del terreno, de la composición granulométrica del terreno natural y del riesgo que ofrezcan los servicios de agua y desagüe. En este caso se adopta un valor de 1.00 correspondiente a una calidad de drenaje Bueno en un tiempo de riesgo estimado entre < 5 - 25 %.

Para efectos de determinar el espesor del pavimento requerido para una estructura nueva, se utilizó el método AASHTO contenido en la Guía de 1993 para diseño de pavimentos flexibles.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON Y ZELAYA SANTOS
C.I.P. N° 195373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



VALORES DE COEFICIENTE DE DRENAJE

Calidad de Drenaje	Termino Remoción de Agua	% de Tiempo de exposición de la estructura del pavimento a nivel de humedad próximos a la saturación			
		<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	2 horas	1.40 -1.35	1.35 -1.30	1.30 -1.20	1.20
Buena	1 día	1.35 -1.25	1.25 -1.15	1.15 -1.00	1.00
Aceptable	1 semana	1.25 -1.15	1.15 -1.05	1.00 -0.80	0.80
Pobre	1 mes	1.15 -1.05	1.05 -0.80	0.80 -0.60	0.60
Muy Pobre	El agua no drena	1.05 -0.95	0.95 -0.75	0.75 -0.40	0.40

El método AASHTO-93 incluye entre otros los siguientes parámetros:

CARRETERA PAVIMENTADA A NIVEL SUB BASE, BASE Y CARPETA ASFALTICA

Módulo de Resiliencia efectivo del suelo de fundación (MR)

En el método de AASHTO de 1993, el módulo de resiliencia reemplaza al CBR como variable para caracterizar la subrasante, subbase y base. El módulo de resiliencia es una medida de la propiedad elástica de los suelos que reconoce a su vez las características no lineales de su comportamiento. Este parámetro se puede determinar a través de los ensayos dinámicos y de repeticiones de carga, sin embargo la guía AASHTO reconoce que muchas agencias no poseen los equipos para determinar el Mr y propone el uso de la conocida correlación con el CBR:

$MR \text{ (psi)} = 1500 \times CBR$ CBR < 10% Ecuación Guía AASHTO

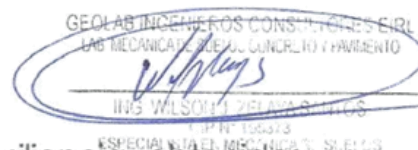
$MR \text{ (psi)} = 3000 CBR^{0.65}$ 10% < CBR < 20% Formula Sudafricana

$Mr = 4326 \times \ln CBR + 241$ Suelos Granulares Ecuación Guía AASHTO

El **Método AASHTO 2002** propone una fórmula de correlación del Módulo de Resiliencia con el CBR que rige para todos los casos:

$$M_r = 2555 * CBR^{0.64} \text{ (psi)}$$

Consideramos que los valores de los Módulos de Resiliencia obtenidos mediante la fórmula propuesta por el Método AASHTO 2002 son más afines a





las propiedades de los suelos, por lo que en el presente estudio usaremos esta última correlación.

Para la elección del valor Relativo de Soporte de Diseño (CBR_d), se empleó un análisis estadístico, de todos los valores de CBRs en cada sector, obteniéndose los siguientes resultados:

El valor del CBR, se tomara del punto más críticos del suelo de fundación.

- ✓ La Capacidad de Soporte de California (CBR) de la sub rasante, tiene los siguientes valores:
- ✓ Calicata C-01, presenta un C.B.R de 13.51%, obtenido al 95% de M.D.S. a una penetración de 0.1".

Estación	CBR al 95% MDS
CALICATA 01	13.51

Correspondiente a un Módulo Resiliente de 14647.88psi.

- ✓ Calicata C-02, presenta un C.B.R de 11.16%, obtenido al 95% de M.D.S. a una penetración de 0.1".

Estación	CBR al 95% MDS
CALICATA 02	11.16

Correspondiente a un Módulo Resiliente de 11964.54 psi.





En base a los resultados obtenidos, se aprecia que el valor de CBR más desfavorable pertenece a los suelos SP; cuyo valor es de 11.16 %, teniendo un módulo de resiliencia de 11964.54 psi.

A la luz de estos resultados el Consultor cree conveniente utilizar este valor cómo

CBR de diseño debido a:

- Ser el valor más desfavorable de CBR obtenido, perteneciente a suelos tipo SP, los cuales se encuentran en forma aleatoria en todo este tramo como se muestra en el registro de sondaje.

PERIODO DE DISEÑO (N)

El período de diseño empleado para la obtención de las estructuras del pavimento es de 20 años.

INDICES ESTRUCTURALES

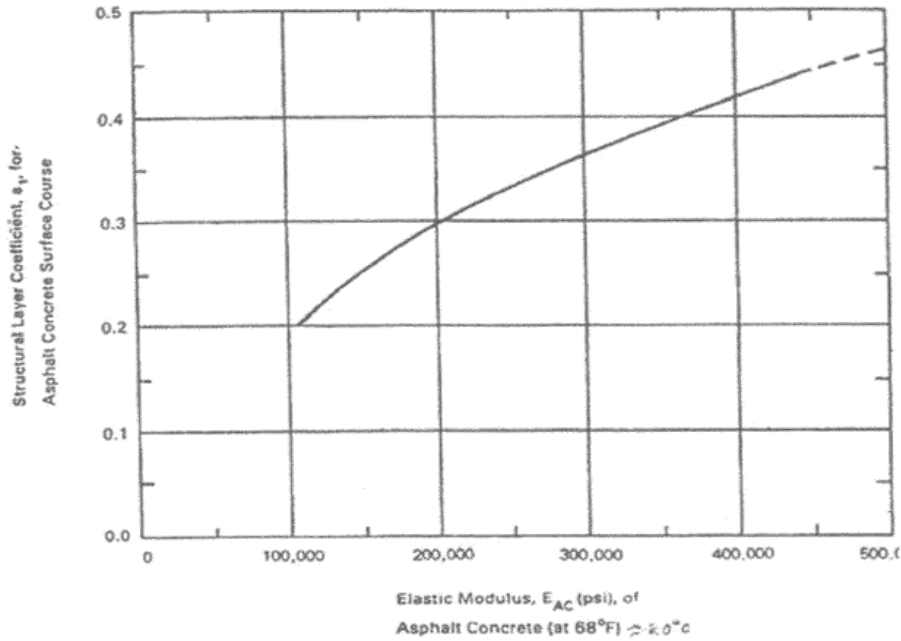
El valor del coeficiente de equivalencia de la carpeta asfáltica se obtiene de la Fig. 1, para un módulo elástico de la mezcla asfáltica estimado en 450,000 psi.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILZE J. ZELAVA SANTOS
CIP N° 195973
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



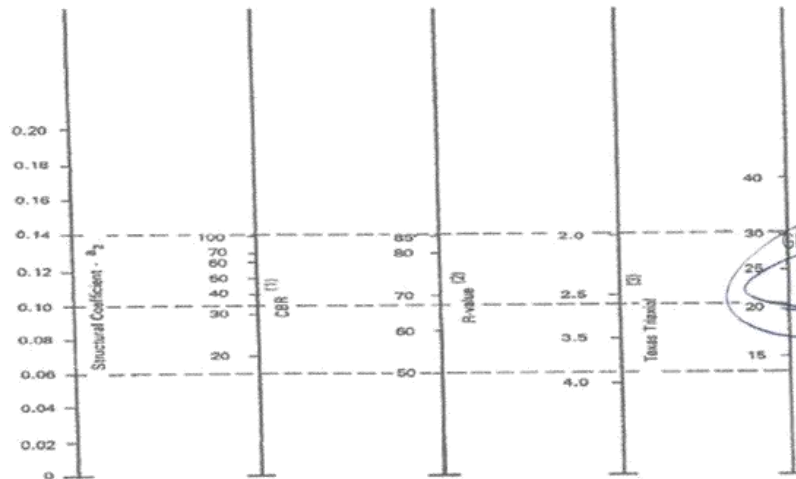
Figura 1
Chart for estimating structural layer coefficient of dense graded asphalt mixes based on the elastic (resilient) modulus



Fuente: AASHTO

Los coeficientes de equivalencia de las capas de base y subbase se obtienen de las Fig. 1.1 y 1.2 para los valores de CBR especificados.

Figura 1.1
Variation in Granular Base Layer (a_2) with Various Base Strength Parameters



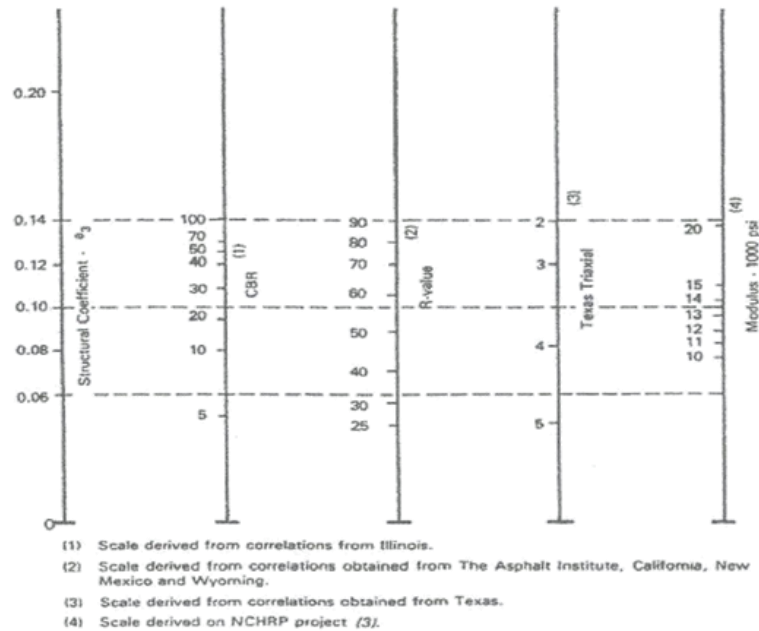
(1) Scale derived by averaging correlations obtained from Illinois.
 (2) Scale derived by averaging correlations obtained from California, New Mexico and Wyoming.
 (3) Scale derived by averaging correlations obtained from Texas.
 (4) Scale derived on NCHRP project (3).

Fuente: AASHTO



Figura 1.2

Variation in Granular Subbase Layer Coefficient (a_3) with Various Subbase Strength Parameters (3)



De esta manera se tienen los siguientes coeficientes

- Primera Capa: Corresponde a la Mezcla Asfáltica con un Módulo de Resiliencia de 450,000 Lb/pulg² y coeficiente estructural a_1 de 0.45/pulg.; valor que se estima en el Grafico N° 01 denominado "Variación de a_1 en función del Módulo Resiliente del Concreto Asfáltico".
- Segunda Capa: Corresponde a una Base Granular, con CBR mínimo de 80% y coeficiente estructural a_2 de 0.13/pulg.;
- Tercera Capa: Corresponde a una Subbase Granular, con un CBR mínimo de 40% y coeficiente estructural a_3 de 0.12/pulg.;

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson Zelava Santos
ING. WILSON ZELAVA SANTOS
RUP N° 10573
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



- **Diseño Sistema Multicapa**

Este paso consiste en definir las diferentes capas de la estructura del pavimento, las que de acuerdo a sus características estructurales satisfagan el Número Estructural calculado. La estructuración no tiene una solución única, en la elección de las capas se deben considerar los materiales disponibles y su costo. Para la determinación del Número Estructural del pavimento, se empleó la siguiente ecuación:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 + a_4 D_4 m_4$$

Subrasante

En donde:

a_1, a_2, a_3 son los coeficientes estructurales o de capa, de la superficie de rodadura, base y subbase respectivamente.

m_2, m_3 son los coeficientes de drenaje para base y subbase.

D_1, D_2, D_3 son los espesores de capa en pulgadas para la superficie de rodadura, base y subbase.

Esta fórmula tiene muchas soluciones, en función de las diferentes combinaciones de espesores; no obstante, existen normativas que tienden a dar espesores de capas que deben ser construidas y protegidas de deformaciones permanentes, por efecto de las capas superiores de mayor resistencia.

Con la ecuación anterior se obtiene el Número Estructural SN para diferentes grupos de espesores de capas de pavimento que combinados proporcionan la capacidad de carga requerida capaz de soportar el tránsito previsto durante el Período de Diseño. Así, se obtienen los



siguientes espesores de Carpeta Asfáltica, Base Granular D2 y Sub-base D3, respectivamente:

Para obtener el número estructural (SN) se empleó los siguientes datos:

Teniendo en cuenta la categoría de las via a pavimentar se debera de tener en cuenta los siguientes parametros de diseño:

E.A.L. trafico mediano	= 3.89E+05
✓ Desviación Estándar (So)	= 0.45
✓ Estándar Normal Deviate (Zr)	= -0.841
✓ Factor de confiabilidad (R)	= 80%
✓ Servicialidad inicial (pi)	= 4.0
✓ Serviciabilidad final (pt)	= 2
✓ CBR de Diseño Promedio (Sub rasante)	= 11.16
✓ Modulo de Resiliencia (Sub rasante)	= 11964.54Psi

Luego, utilizando el monograma de diseño para pavimentos flexibles método AASTHO 1993, el número estructural (SN) corregido para el diseño es:

$$\text{SN} = 2.35$$

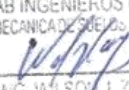
La Formula general que relaciona el número estructural (SN) con los espesores de capa es la siguiente:

$$\text{SN} = a_1 \times D_1 + a_2 \times m_2 \times D_2 + a_3 \times m_3 \times D_3$$

En donde:

a_1, a_2, a_3 son los coeficientes estructurales o de capa, de la superficie de rodadura, base y subbase respectivamente.

m_2, m_3 son los coeficientes de drenaje para base y subbase

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
E.S. N. 135373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

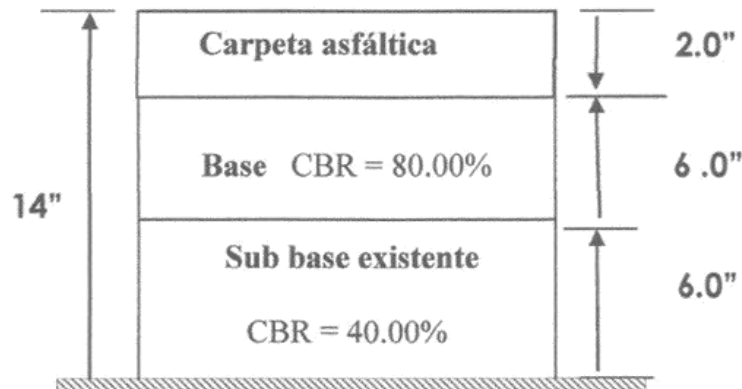


D_1 , D_2 , D_3 son los espesores de capa en pulgadas para la superficie de rodadura, base y subbase.

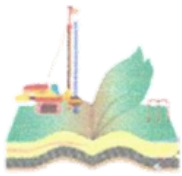
Esta fórmula tiene muchas soluciones, en función de las diferentes combinaciones de espesores; no obstante, existen normativas que tienden a dar espesores de capas que deben ser construidas y protegidas de deformaciones permanentes, por efecto de las capas superiores de mayor resistencia.

Estructura Propuesta

CARPETA: 50 mm = 2"
BASE: 150 mm = 6.0"
SUB BASE: 150 mm = 6.0



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



XVIII.- Estructura Del Pavimento.

La Capacidad de Soporte de California (CBR) de la sub rasante se tomó del promedio de los CBRs, teniendo como valor de diseño el siguiente valor.

- C.B.R de 11.16%, obtenido al 95% de M.D.S. a una penetración de 0.1".
- En todo el tramo, longitud y ancho de la capa de rodadura se colocará:
- Una Sub Base de 6" de espesor (15 cm.), con material afirmado con finos no plásticos de la clasificación AASHTO, A1- a y/o A1-b, con agregado grueso máximo de 2", para un C.B.R mayor o igual a 40 %, con una compactación mínima del 100 % de su proctor modificado, el control de calidad se hará cada 40 m lineales y en bolillo. La Sub base servirá como anticontaminante de sales hacia la base y por ende a la carpeta asfáltica, así mismo sirve para romper las ascensión capilar del agua subterránea.
- Una Base de 6" de espesor (15.00 cm.), con material afirmado con finos no plásticos con agregado grueso máximo de ¾", para un C.B.R mayor o igual al 80 %, con una compactación mínima del 100 % con respecto a su proctor modificado, el control de calidad se hará cada 40 m lineales y en bolillo.

En todo el ancho de la calzada (faja de rodadura) se colocará una película de imprimación y carpeta asfáltica de 2" de espesor.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
C.P. N° 135573
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



XIX. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados, así como el análisis efectuado, se puede concluir lo siguiente:

El deterioro superficial de la vía en estudio, se manifiesta por la presencia de fallas del tipo ahuellamientos, baches, desprendimiento del agregado y encala minados que se originan por el cambio de pendiente o gradiente.

Los deterioros varían de bajos a altos en algunos sectores.

Muchas fallas se reparan en forma aislada (parchado), mientras que en algunos casos frente a la densidad y variedad de fallas se ha adoptado por el mejoramiento de todo el tramo de la carretera.

La evaluación estructural, se realizó mediante calicatas excavadas manualmente, hasta una profundidad de 1.50 m, se extrajeron muestras del suelo que fueron analizadas en el laboratorio, lo que permitió conocer la estratigrafía de la vía en estudio.

El tramo está compuesto de carpeta asfáltica de 2 cm a 3.5 cm de espesor en mal estado de conservación predominando la presencia de baches, rajaduras, ahuellamientos, desprendimiento de agregado y en zonas donde la carpeta asfáltica ya no existe, seguido de material granular procedente de cantera, el mismo que presenta características de base y sub base. El espesor promedio del tramo es de 0.25 m, Esta capa se encuentra compuesta por material arena mal graduada con limo (SP-SM) de la clasificación SUCS y A1 – a (0) y A1-b(0) de la clasificación AASHTO, sus granos son de forma angular y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo; seguido de un segundo estrato

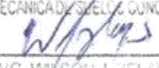
Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 **RUC:**20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO


ING. WILSON J. ZELAVA
E.SPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



conformado de arena mal graduada de color beige claro, sus granos son de forma sub redondeados con presencia de finos no plásticos, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo, luego subyace un tercer estrato conformado de suelto tipo arena mal gradada sus granos son de forma sub redondeada con presencia de finos no plásticos de color beige oscuro con machas grisáceas, condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo.

La alternativa de diseño propuesta para el Estudio de Suelos, Pavimentos y Geotecnia del Estudio Definitivo del Proyecto "EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA", Realizadas las evaluaciones Técnico – Económicas:

- La estructura recomendada es la siguiente:

Conformación de la Estructura del pavimento	Pulgadas
Carpeta Asfáltica	2"
Base Granular	6"
Sub Base Granular	6"

- Se recomienda realizar un corte a la capa de rodadura existente en un espesor de 0.35 m, luego escarificar humedecer y compactar dicha capa hasta obtener un mínimo del 95% de compactación del proctor modificado y así esta capa quedara como sub rasante para recibir luego la capa de sub base granular en un espesor de 6", la cual se deberá humedecer y compactar hasta obtener un mínimo del 100% de compactación del proctor modificado, seguido de la capa de base granular en un espesor de 6", la cual se deberá humedecer y

Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Celular: 954877150 - 945417124 **RUC:**20604190640

E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.





compactar hasta obtener un mínimo del 100% de compactación del proctor modificado.

- En las zonas donde exista material de relleno no seleccionado se recomienda cortar hasta eliminar, el cual se deberá reemplazar por material granular de préstamo seleccionado de cantera sin finos plásticos, con agregado grueso máximo de 2", de la clasificación A1 – a (o) y/o A1-b(0), de la clasificación AASTHO, para un CBR mayor o igual al 30%, obtenido al 100% de M.D.S. a una penetración de 0.1".
- Se recomienda el control de la compactación de la Sub. Base y Base, por medio de los ensayos de Densidad de Campo, la Compactación mínima requerida en la sub. base y en la Base será del 100% de la compactación con respecto a su Proctor Modificado.
- Por los resultados de los ensayo químicos en la zona, el concreto a utilizar en toda estructura será preparado con cemento portland Tipo I.
- El material utilizado para Bases y Sub-Bases deberán cumplir los valores establecidos por la norma del M.T.C. siguiente:
- El material para base granular a utilizar deberá cumplir con la curva granulométrica de la gradación del tipo **B**, de la ASTM.
- La capa Base estará conformada por material granular seleccionado de la clasificación A1 –a (0) y/o A1-b (0), de la clasificación AASTHO, con agregado grueso máximo de ¾".
- Con respecto a los límites de consistencia el material para base deberá de presentar un límite líquido no mayor al 25% según norma MTC E 110, y tener un índice de plasticidad máximo de 6% según norma MTC E 111.



Dirección: Pueblo Joven 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

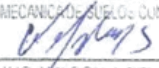
Celular: 954877150 - 945417124 **RUC:**20604190640

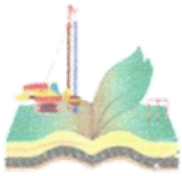
E-mail: wilze822@hotmail.com.

E-mail: wilze822@outlook.com.



- El material grueso del agregado granular para base, deberá presentar un porcentaje de desgaste de abrasión no mayor al 40%, norma MTC E 207.
- El material para base granular deberá presentar un Equivalente de Arena mayor al 35% según norma MTC E 114
- El material para base granular no deberá de presentar sales solubles totales en porcentaje mayor al 0.50%, norma MTC E 219.
- El material para base granular no deberá de presentar una pérdida con Sulfato de Sodio mayor al 12%, norma MTC E 209.
- Se humedecerá, batirá y conformará la capa de sub base y base hasta alcanzar el nivel de base terminada teniendo en cuenta los espesores recomendados.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
C.I.P. N° 195073
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



19.1 - RECOMENDACIONES ADICIONALES.

- Previo a la ejecución de la obra de pavimentación, se recomienda efectuar una Evaluación de las redes de agua y desagüe que pasan por las áreas que serán intervenidas y en el caso detectar alguna fuga de agua o la existencia de redes deterioradas, efectuar las reparaciones correspondientes.
- Deben construirse sardineles elevados o enterrados en todo el perímetro de la superficies de la vía que será sometida a tránsito vehicular, para asegurar el confinamiento de las partículas de los agregados.
- En las zonas donde existe el material de relleno no seleccionado se recomienda *reemplazarlo por material granular de préstamo con agregado grueso máximo de 2"*, de la clasificación A1 –a (o) y/o A1-b(0), de la clasificación AASTHO.
- Para la construcción de bases y subbases granulares, los materiales serán agregados naturales procedentes de canteras o podrán provenir de la trituración de rocas y gravas, o podrán estar constituidos por una mezcla de productos de ambas procedencias. En ambos casos, las partículas de los agregados serán duras, resistentes y durables, sin exceso de partículas planas, blandas o desintegrables y sin materia orgánica, terrones de arcilla u otras sustancias perjudiciales.
- Los Resultados y ensayos realizados solamente son para la zona en estudio.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilze
ING. WILZE L. DELAVALLE SANTOS
C.P. Nº 105524
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



Tabla 303-1

Requerimientos Granulométricos para Sub-Base Granular

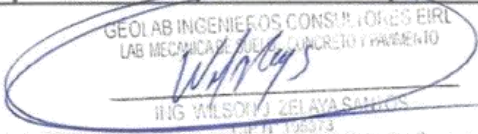
Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación A (1)	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm (2")	100	100	---	---
25 mm (1")	---	75 - 95	100	100
9.5 mm (3/8")	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100
4.75 mm (N° 4)	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85
2.0 mm (N° 10)	15 - 40	20 - 45		40 - 70
4.25 um (N° 40)	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45
75 um (N° 200)	2 - 8	5 - 15	5 - 15	8 - 15

Fuente: ASTM D 1241

Sub-Base Granular

Requerimientos de Ensayos Especiales

Ensayo	Norma MTC	Norma ASTM	Norma AASHTO	Requerimiento	
				< 3000 msnm	≥ 3000 msnm
Abrasión	MTC E 207	C 131	T 96	50 % máx	50 % máx
CBR (1)	MTC E 132	D 1883	T 193	40 % mín	40 % mín
Límite Líquido	MTC E 110	D 4318	T 89	25% máx	25% máx
Índice de Plasticidad	MTC E 111	D 4318	T 89	6% máx	4% máx
Equivalente de Arena	MTC E 114	D 2419	T 176	25% mín	35% mín
Sales Solubles	MTC E 219			1% máx.	1% máx.
Partículas Chatas y Alargadas (2)	MTC E 211	D 4791		20% máx	20% máx



 GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
 LAB MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
 ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
 CIP 11 19873
 PROFESIONISTA EN MECANICA DE SUELOS



Tabla 305-1
Requerimientos Granulométricos para Base Granular

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm (2")	100	100	---	---
25 mm (1")	---	75 - 95	100	100
9.5 mm (3/8")	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100
4.75 mm (N° 4)	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85
2.0 mm (N° 10)	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70
4.25 um (N° 40)	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45
75 um (N° 200)	2 - 8	5 - 15	5 - 15	8 - 15
Valor Relativo de Soporte, CBR (1)	Tráfico Ligero y Medio			Mín 80%
	Tráfico Pesado			Mín 100%

Tabla 305-2
Requerimientos Agregado Grueso

Ensayo	Norma MTC	Norma ASTM	Norma AASHTO	Requerimientos	
				Altitud	
				< Menor de 3000 msnm	≥ 3000 msnm
Partículas con una cara fracturada	MTC E 210	D 5821		80% min.	80% min.
Partículas con dos caras fracturadas	MTC E 210	D 5821		40% min.	50% min.
Abrasión Los Angeles	MTC E 207	C 131	T 96	40% máx	40% max
Partículas Chatas y Alargadas (1)	MTC E 221	D 4791		15% máx.	15% máx.
Sales Solubles Totales	MTC E 219	D 1888		0.5% máx.	0.5% máx.
Pérdida con Sulfato de Sodio	MTC E 209	C 88	T 104	--	12% máx.
Pérdida con Sulfato de Magnesio	MTC E 209	C 88	T 104		18% máx.

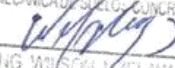

 ING. WILSON J. ZELAYA SANJÓS
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



Tabla 305-2

Requerimientos Agregado Fino

Ensayo	Norma	Requerimientos	
		< 3 000 m.s.n.m.	> 3 000 m.s.n.m.
Indice Plástico	MTC E 111	4% máx	2% máx
Equivalente de arena	MTC E 114	35% mín	45% mín
Sales solubles totales	MTC E 219	0,55% máx	0,5% máx
Indice de durabilidad	MTC E 214	35% mín	35% mín

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
Especialista en Mecánica de Suelos



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Anexo

Registro de Sondaje

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



REGISTRO DE SONDAJE

TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA

UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

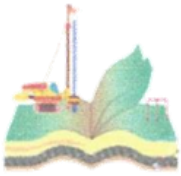
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
 SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ

FECHA: ABRIL DEL 2019

CALICATA 02 **PROFUNDIDAD:** 1.50 m. **NIVEL FREATICO:** NP

Profundidad (metros)	Tipo de excavación	Muestras obtenidas	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)
			D.N (gr./cc)	H.N.			
0.03					× × × ×	Carpeta asfaltica	
0.15	C	M - 1				Arena mal graduada con limo sus granos son de forma angular y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos. Condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo gravas % 16.76 arena% 77.92 finos% 5.32 Limite Liquido N.P. Indice de Plasticidad N.P.	SP -SM
0.15	A	M - 2			• • • •	Arena mal graduada de color beige claro, sus granos son de forma sub redondeados con presencia de finos no plásticos. Condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo gravas % 15.32 arena% 83.48 finos% 1.20 Limite L iquido N.P. Indice de Plasticidad N.P.	SP
1.17	L I C A T A	M - 3			• • • •	Arena mal gradada sus granos son de forma sub redondeada con presencia de finos no plasticos de color beige oscuro con machas grisaceas. Condición in situ semi suelto y ligeramente húmedo. gravas % 11.37 arena% 87.14 finos% 1.49 Limite L iquido N.P. Indice de Plasticidad N.P.	SP


ING. WILSON J. VELAZCO SANTOS
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,

CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,

LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Anexo

Diseño de Pavimento AASHTO 93





GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,

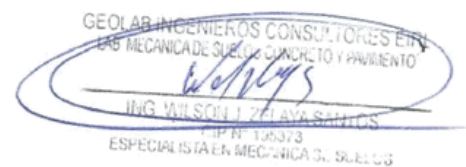
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,

LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Anexo

Ensayo Analisis Granulométrico





TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019

RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

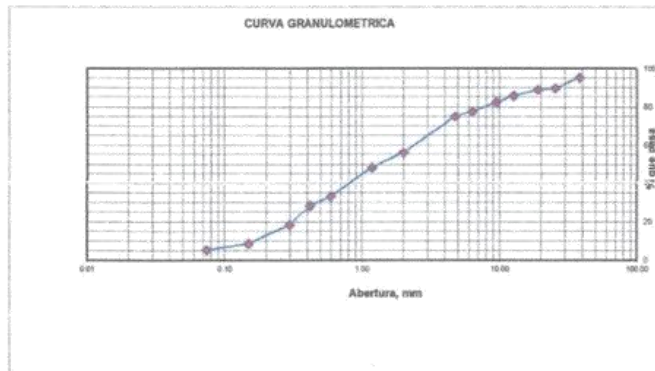
CALICATA

01

MUESTRA .01 Prof. = 15 cm (estrato)

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)

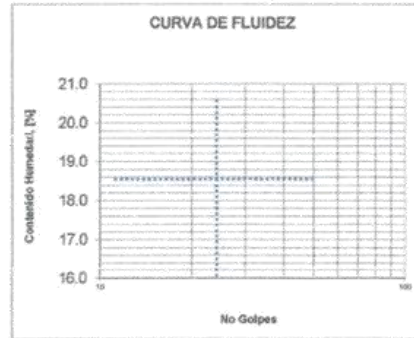
Peso Inicial Seco, [gr]	2240.000		
Peso Lavado y Seco, [gr]	2122.000		
Mallas	Abertura [mm]	Peso retenido [grs]	% pasa
1 1/2"	38.100	108.200	95.17
1"	25.400	122.490	89.70
3/4"	19.000	17.720	88.91
1/2"	12.700	70.990	85.74
3/8"	9.510	76.830	82.31
1/4"	6.350	104.040	77.67
N° 4	4.780	60.880	74.98
N° 10	2.000	425.000	55.98
N° 16	1.180	171.000	48.35
N° 30	0.595	342.400	33.06
N° 40	0.420	105.380	28.36
N° 50	0.297	218.480	18.61
N° 100	0.149	221.450	8.72
N° 200	0.074	77.360	5.27
< N° 200		118.000	0.00



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Tara No		
	1	2	3
1. No de Golpes			
2. Peso Tara, [gr]			
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		NP	
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]			
5. Peso Agua, [gr]			
6. Peso Suelo Seco, [gr]			
7. Contenido de Humedad, [%]			



B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Tara No	
	1	2
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	NP	
4. Peso Agua, [gr]		
5. Peso Suelo Seco, [gr]		
6. Contenido de Humedad, [%]		

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara No 1
1. Peso Tara, [gr]	22.95
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	105.60
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	103.60
4. Peso Agua, [gr]	2.00
5. Peso Suelo Seco, [gr]	80.65
6. Contenido de Humedad, [%]	2.48

Grava(%)	25.04
Arena (%)	69.69
Finos(%)	5.27
Limite Liquido	NP
Limite Plástico	NP
Indice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP-SM
Clasif. AASHTO	A1-b (0)
Contenido de Humedad	2.48
Peso específico	2.72
Indice de Grupo	0

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
[Signature]
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
CIP: 135573
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



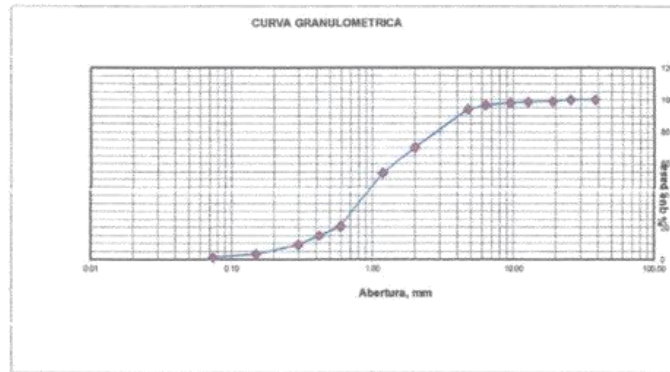
TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPREDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROYECTO DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019

RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

CALICATA 01 **MUESTRA .02 Prof. = 15 cm (estrato)**

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

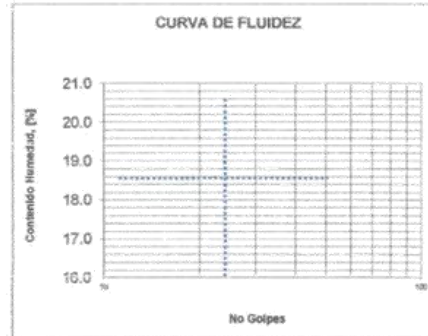
Peso Inicial Seco, [gr]	1480.000		
Peso Lavado y Seco, [gr]	1440.670		
Mallas	Apertura [mm]	Peso retenido [grs]	% pasa
1 1/2"	38.100	0.000	100.00
1"	25.400	0.000	100.00
3/4"	19.000	13.330	99.09
1/2"	12.700	7.070	98.60
3/8"	9.510	9.710	97.94
1/4"	6.350	19.810	96.58
Nº 4	4.750	36.080	94.11
Nº 10	2.000	351.160	70.06
Nº 16	1.180	234.170	54.02
Nº 30	0.595	485.150	20.79
Nº 40	0.420	85.120	14.96
Nº 50	0.297	83.560	9.24
Nº 100	0.149	83.910	3.49
Nº 200	0.074	31.600	1.32
< Nº 200		19.330	0.00



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Tara No		
	1	2	3
1. No de Golpes			
2. Peso Tara, [gr]			
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		NP	
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]			
5. Peso Agua, [gr]			
6. Peso Suelo Seco, [gr]			
7. Contenido de Humedad, [%]			



B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Tara No	
	1	2
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		NP
4. Peso Agua, [gr]		
5. Peso Suelo Seco, [gr]		
6. Contenido de Humedad, [%]		

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara No 1
1. Peso Tara, [gr]	27.78
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	113.23
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	111.55
4. Peso Agua, [gr]	1.68
5. Peso Suelo Seco, [gr]	83.77
6. Contenido de Humedad, [%]	2.01

Grava(%)	5.89
Arena (%)	92.79
Finos(%)	1.32
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plástico	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A1 -b (0)
Contenido de Humedad	2.01
Peso específico	2.72
Índice de Grupo	0

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB MECANICA DE SUELO, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya
ING WILSON J. ZELAYA SANCHEZ
CIP N. 125373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



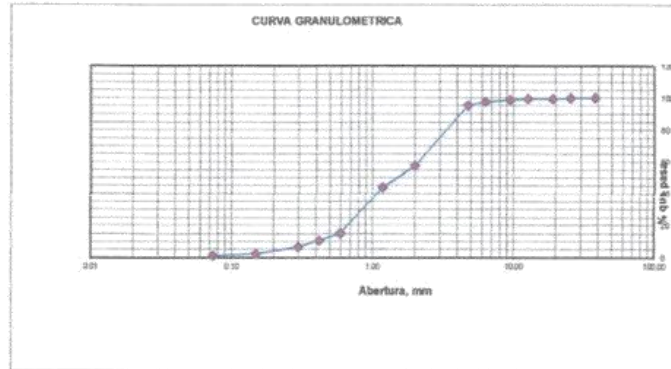
TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
 SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019

RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

CALICATA 01 MUESTRA .03 Prof. = 116 cm (estrato)

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

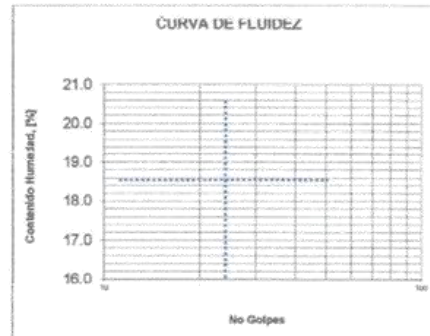
Peso Inicial Seco, [gr]	1770.000		
Peso Lavado y Seco, [gr]	1749.110		
Mallas	Abertura [mm]	Peso retenido [grs]	% pasa
1 1/2"	38.100	0.000	100.00
1"	25.400	0.000	100.00
3/4"	19.000	10.850	99.39
1/2"	12.700	0.000	99.39
3/8"	9.510	12.380	98.69
1/4"	6.350	21.260	97.49
Nº 4	4.760	38.120	95.33
Nº 10	2.000	870.000	57.48
Nº 16	1.180	241.710	43.82
Nº 30	0.595	505.000	15.29
Nº 40	0.420	80.500	10.75
Nº 50	0.297	72.850	6.63
Nº 100	0.149	74.230	2.44
Nº 200	0.074	22.230	1.18
< Nº 200		20.890	0.00



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Tara No		
	1	2	3
1. No de Golpes			
2. Peso Tara, [gr]			
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]			
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		NP	
5. Peso Agua, [gr]			
6. Peso Suelo Seco, [gr]			
7. Contenido de Humedad, [%]			



B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Tara No	
	1	2
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		NP
4. Peso Agua, [gr]		
5. Peso Suelo Seco, [gr]		
6. Contenido de Humedad, [%]		

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara No 1
1. Peso Tara, [gr]	26.82
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	83.86
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	82.24
4. Peso Agua, [gr]	1.62
5. Peso Suelo Seco, [gr]	55.42
6. Contenido de Humedad, [%]	2.92

Grava(%)	4.67
Arena (%)	94.15
Finos(%)	1.18
Limite Liquido	NP
Limite Plástico	NP
Indice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A1 -b (0)
Contenido de Humedad	2.92
Peso específico	2.56
Indice de Grupo	0

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
 LAB MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

 ING. WILSON J. ZELAYA SALINAS
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



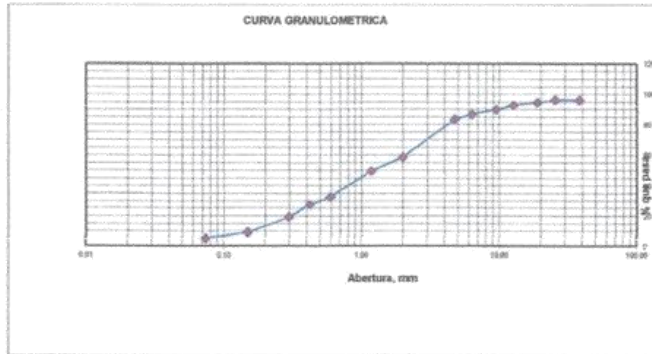
TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
 SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019

RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

CALICATA 02 MUESTRA .01 Prof. = 15 cm (estrato)

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

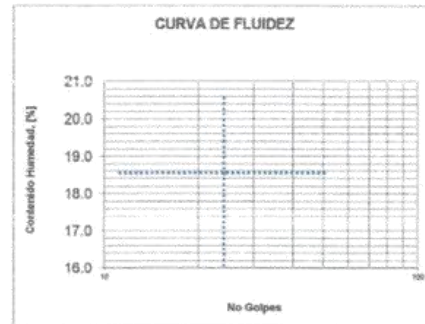
Peso Inicial Seco, [gr]	2200.000		
Peso Lavado y Seco, [gr]	2082.940		
Mallas	Abertura [mm]	Peso retenido [grs]	% peso
1 1/2"	38.100	81.090	96.31
1"	25.400	0.000	96.31
3/4"	19.000	38.830	94.55
1/2"	12.700	39.740	92.74
3/8"	9.510	67.200	89.69
1/4"	6.350	65.630	86.71
Nº 4	4.760	76.280	83.24
Nº 10	2.000	540.000	58.69
Nº 16	1.180	201.340	49.54
Nº 30	0.595	372.850	32.61
Nº 40	0.420	113.300	27.46
Nº 50	0.297	178.630	19.34
Nº 100	0.149	220.280	9.32
Nº 200	0.074	88.070	5.32
< Nº 200		117.060	0.00



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Tara No		
	1	2	3
1. No de Golpes			
2. Peso Tara, [gr]			
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]			
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]			
5. Peso Agua, [gr]			
6. Peso Suelo Seco, [gr]			
7. Contenido de Humedad, [%]			



B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Tara No	
	1	2
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]		
5. Peso Suelo Seco, [gr]		
6. Contenido de Humedad, [%]		

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara No 1
1. Peso Tara, [gr]	23.02
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	162.90
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	158.70
4. Peso Agua, [gr]	4.20
5. Peso Suelo Seco, [gr]	135.60
6. Contenido de Humedad, [%]	3.10

Grava(%)	16.76
Arena (%)	77.92
Finos(%)	5.32
Limite Liquido	NP
Limite Plástico	NP
Indice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP-SM
Clasif. AASHTO	A1-b (0)
Contenido de Humedad	3.10
Peso específico	2.71
Indice de Grupo	0

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
 LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

 ING. WILSON I. ZÚÑIGA SANTILLÁN
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



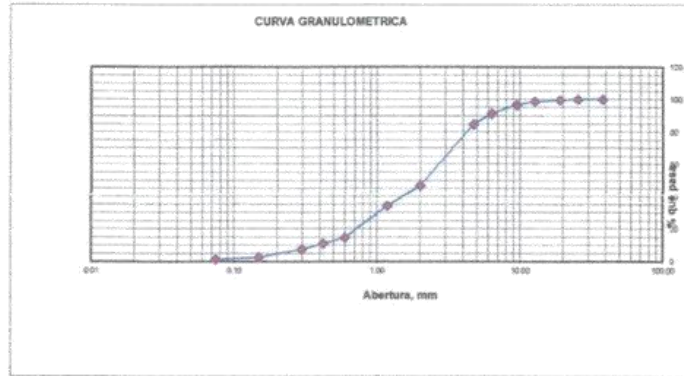
TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019

RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

CALICATA 02 MUESTRA .02 Prof. = 15 cm (estrato)

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

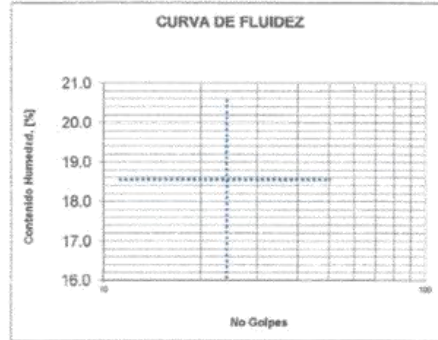
Peso Inicial Seco, [gr]	1615.000		
Peso Lavado y Seco, [gr]	1595.620		
Mallas	Abertura [mm]	Peso retenido [grs]	% pasa
1 1/2"	38 100	0 000	100 00
1"	25 400	0 000	100 00
3/4"	19 000	8 040	99 50
1/2"	12 700	14 910	98 58
3/8"	9 510	32 180	96 59
1/4"	6 350	84 800	91 34
Nº 4	4 760	107 460	84 68
Nº 10	2 000	615 000	46 60
Nº 16	1 180	202 370	34 07
Nº 30	0 595	313 630	14 65
Nº 40	0 420	60 710	10 89
Nº 50	0 297	56 890	7 37
Nº 100	0 149	77 050	2 60
Nº 200	0 074	22 580	1 20
< Nº 200		19 380	0 00



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Tara No		
	1	2	3
1. No de Golpes			
2. Peso Tara, [gr]			
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		NP	
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]			
5. Peso Agua, [gr]			
6. Peso Suelo Seco, [gr]			
7. Contenido de Humedad, [%]			



B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Tara No	
	1	2
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	NP	
4. Peso Agua, [gr]		
5. Peso Suelo Seco, [gr]		
6. Contenido de Humedad, [%]		

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara No 1
1. Peso Tara, [gr]	22.82
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	134.59
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	132.51
4. Peso Agua, [gr]	2.08
5. Peso Suelo Seco, [gr]	109.69
6. Contenido de Humedad, [%]	1.90

Grava(%)	15.32
Arena (%)	83.48
Finos(%)	1.20
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plástico	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A1 -b (0)
Contenido de Humedad	1.90
Peso específico	2.74
Índice de Grupo	0

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
(Signature)
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
E.I.R.L. 150073
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



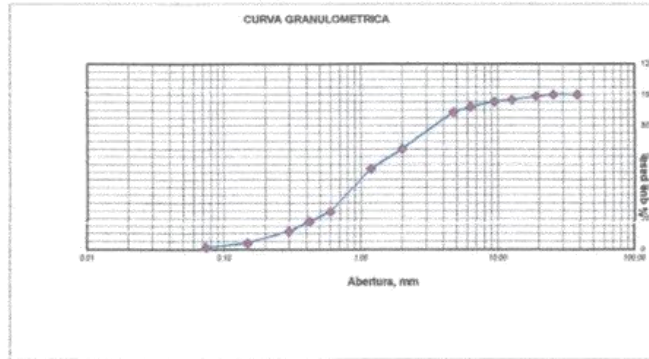
TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
 SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019

RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

CALICATA 02 MUESTRA .03 Prof. = 117 cm (estrato)

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Mallas	Abertura [mm]	Peso retenido [gms]	% peso
1 1/2"	38.100	0.000	100.00
1"	25.400	0.000	100.00
3/4"	19.000	16.850	98.81
1/2"	12.700	31.040	96.58
3/8"	9.510	16.430	95.40
1/4"	6.350	45.560	92.13
Nº 4	4.760	48.770	88.63
Nº 10	2.000	327.350	65.15
Nº 16	1.190	101.010	52.11
Nº 30	0.595	385.350	24.46
Nº 40	0.420	88.590	18.11
Nº 50	0.297	90.940	11.59
Nº 100	0.149	103.060	4.19
Nº 200	0.074	37.660	1.49
< Nº 200		20.790	0.00



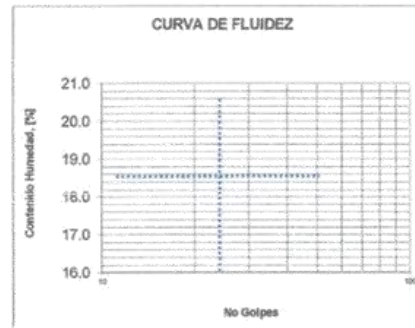
2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Tara No		
	1	2	3
1. No de Golpes			
2. Peso Tara, [gr]			
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]			NP
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]			
5. Peso Agua, [gr]			
6. Peso Suelo Seco, [gr]			
7. Contenido de Humedad, [%]			

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Tara No	
	1	2
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		NP
4. Peso Agua, [gr]		
5. Peso Suelo Seco, [gr]		
6. Contenido de Humedad, [%]		

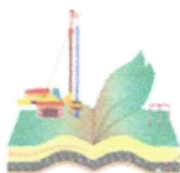


3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara No 1
1. Peso Tara, [gr]	21.47
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	185.44
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	161.78
4. Peso Agua, [gr]	3.66
5. Peso Suelo Seco, [gr]	160.31
6. Contenido de Humedad, [%]	2.28

Grava(%)	11.37
Arena (%)	87.14
Finos(%)	1.49
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plástico	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A1 -b (0)
Contenido de Humedad	2.28
Peso específico	2.56
Índice de Grupo	0

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
 LAB. MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
 ING. WILSON J. ZEVALLOS
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,


CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,

LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Anexo

Ensayo CBR (California Bearing Ratio: Ensayo de Relación de Soporte de California)

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANCHEZ
E.S. 100573
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

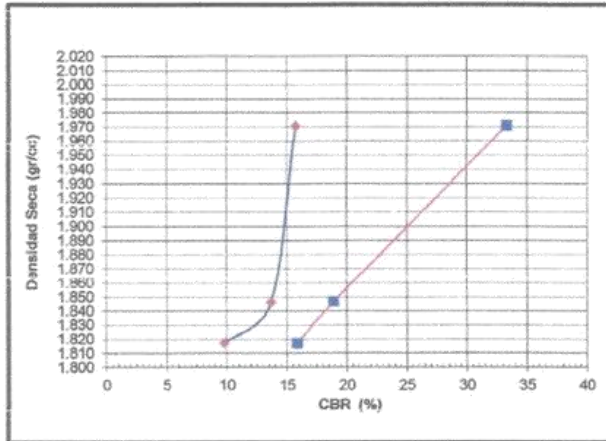


RELACION DE SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.)
ASTM D-1883

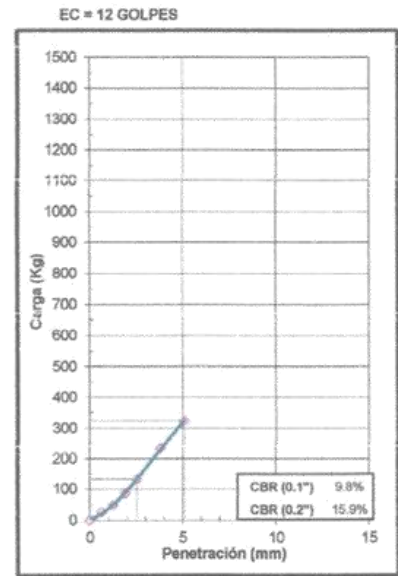
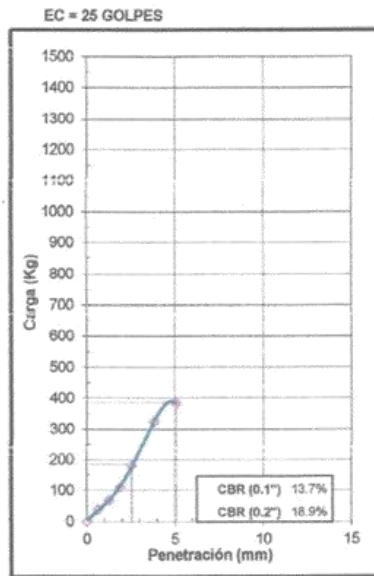
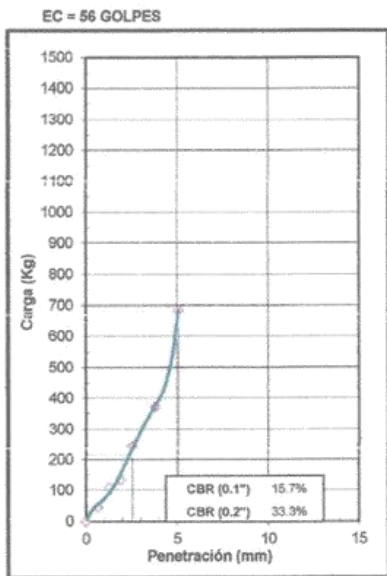
TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019
CALICATA: C- 01

MUESTRA : TERRENO NATURAL
CLASIFICACION (SUCS) : SP

METODO DE COMPACTACION : ASTM D1557
MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³) : 1.96
OPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%) : 10.20



C.B.R. AL 100% DE M.D.S. (%)	0.1":	14.56	0.2":	31.95
C.B.R. AL 95% DE M.D.S. (%)	0.1":	13.51	0.2":	20.57



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
C.R. N. 105173
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
 ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
 CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
RESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
 SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019
CALICATA: C- 01

MUESTRA : TERRENO NATURAL
CLASIFICACION (SUCS) : SP

ENSAYO RELACION SOPORTE DE CALIFORNIA

Tamiz	N° 10	N° 40	N° 200	ENSAYO DE COMPACTACION		
Pasa %	36.37	20.13	7.22	Metodo	Densidad Maxima	Humedad Optima
LL	29.60	IP	7.58	Clasificacion	A - 2 - 4 (0)	ASSTHO
					1.96	10.20

Molde N°	1		2		3	
Altura Molde	17.8		17.8		17.85	
Diámetro Molde	15.1		15.14		15.14	
Altura disco Espaciador	6.09		6.09		6.09	
Diámetro disco espaciador	15.19		15.19		15.19	
Capas N°	5		5		5	
Golpes por capa N°	56		25		12	
Condición de la muestra	Antes de mojarse	despues de mojado	Antes de mojarse	despues de mojado	Antes de mojarse	despues de mojado
Peso humedo de la probeta + molde (g)	8788	9034	10295	10636	9856	10315
Peso de molde (g)	4235	4235	5999	5999	5620	5620
Peso del suelo húmedo (g)	4553	4799	4296	4637	4236	4695
Volumen del molde (cm³)	2097	2105	2108	2119	2117	2136
Densidad húmeda (g/cm³)	2.171	2.279	2.038	2.189	2.001	2.198
Recipiente (N°)	A	11	B	22	C	33
Peso del Recipiente + suelo húmedo (g)	164.23	189.36	174.24	161.24	147.25	145.25
Peso Recipiente + suelo seco	151.23	167.63	160.03	139.60	135.88	124.20
Peso Recipiente	23.30	28.90	22.90	22.80	23.60	23.74
Peso de agua (g)	13.00	21.73	14.21	21.64	11.37	21.05
Peso de suelo seco (g)	127.93	138.73	137.13	116.80	112.29	100.46
Contenido de humedad (%)	10.16	15.66	10.36	18.53	10.13	20.95
Densidad seca (g/cm³)	1.971	1.971	1.846	1.846	1.817	1.817

DETERMINACION DE LA EXPANSION

Fecha	Hora	Tiempo	Lectura Extens.	Expansion		Lectura Extens.	Expansion		Lectura Extens.	Expansion	
				mm	%		mm	%		mm	%
		0	0	0.000	0.0	0	0.000	0.0	0	0.000	0.0
		24	12	0.305	0.3	16	0.408	0.4	25	0.635	0.5
		48	15	0.391	0.3	19	0.493	0.4	35	0.889	0.9
		72	18	0.457	0.4	23	0.584	0.5	41	1.041	0.9

C. B. R. FACTOR DE DEFORMACION DEL ANILLO

Penetración		Carga Estándar Kg/cm2	MOLDE N°				MOLDE N°				MOLDE N°			
			CARGA		CORRECCION		CARGA		CORRECCION		CARGA		CORRECCION	
			Lect. Dial	kg	kg	% CBR	Lect. Dial	kg	kg	% CBR	Lect. Dial	kg	kg	% CBR
0.000	0.000		0	0		0	0		0	0		0	0	
0.635	0.025		15	45.9		13	38.4		10	27.1				
1.270	0.050		32	109.7		21	68.4		16	49.6				
1.905	0.075		38	132.3		32	109.7		26	87.2				
2.540	0.100	70.455	68	244.9	214.3	15.7	51	181.1	188.8	13.7	38	132.3	133.7	9.8
3.810	0.150		102	372.6			89	323.8			65	233.7		
5.080	0.200	105.68	185	684.4	681.0	33.3	105	383.9	386.7	18.9	89	323.8	324.6	15.9

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
 LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
 Wilypays
 ING. WILSON J. ZELAYA SANCOS
 C.P. N° 122013
 ESPECIALIDAD EN MECANICA DE SUELOS

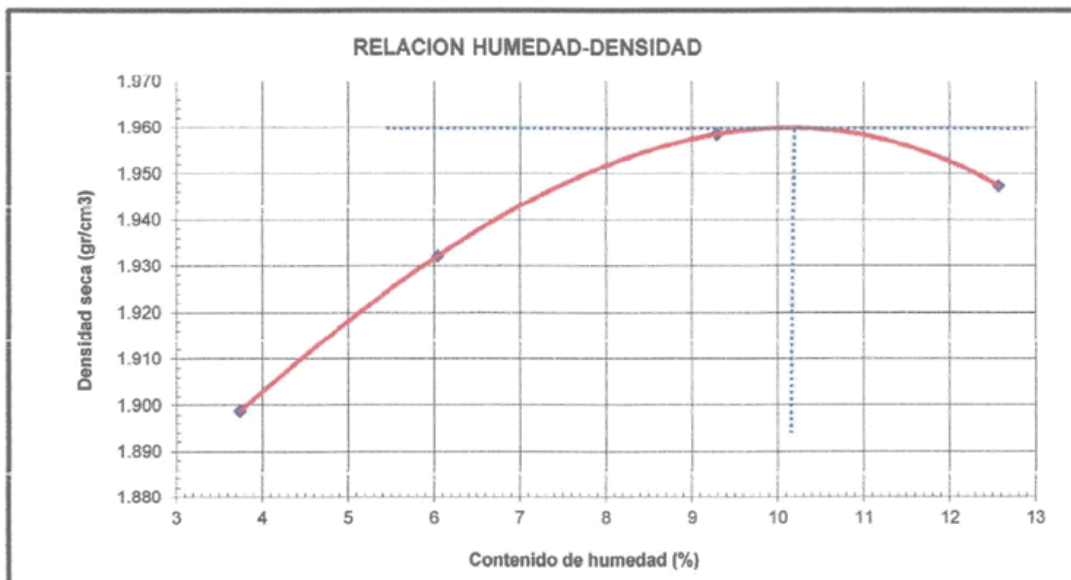


**ENSAYO DE COMPACTACION (PROCTOR MODIFICADO)
ASTM-D1557**

TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019
CALICATA: C- 01

Peso suelo + molde	gr	7112.00	7285.00	7485.00	7598.00
Peso molde	gr	2806.00	2806.00	2806.00	2806.00
Peso suelo húmedo compactado	gr	4306.00	4479.00	4679.00	4792.00
Volumen del molde	cm ³	2186.00	2186.00	2186.00	2186.00
Peso volumétrico húmedo	gr/cm ³	1.97	2.05	2.14	2.19
Recipiente N°		1	1	2	3
Peso del suelo húmedo+tara	gr	146.32	134.19	175.26	167.20
Peso del suelo seco + tara	gr	141.86	127.89	162.30	151.20
Peso de la Tara	gr	22.74	23.66	22.80	23.90
Peso de agua	gr	4.46	6.30	12.96	16.00
Peso del suelo seco	gr	119.12	104.23	139.50	127.30
Porcentaje de Humedad	%	3.74	6.04	9.29	12.57
Peso volumétrico seco	gr/cm ³	1.899	1.932	1.958	1.947

Densidad máxima (gr/cm ³)	1.960
Humedad óptima (%)	10.20



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Wilson J. Zelaya Santos
ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
CIP: 120373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

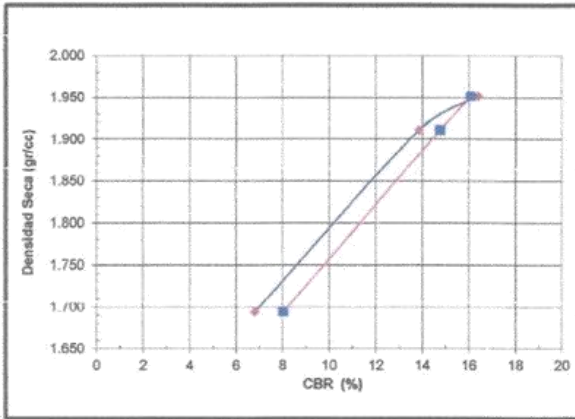


**RELACION DE SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.)
ASTM D-1883**

TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019
MUESTRA : CALICATA C-02

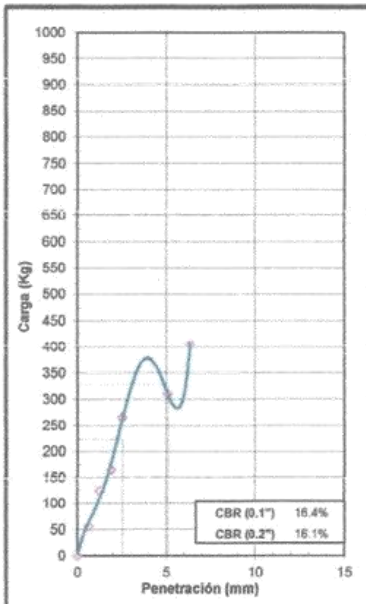
MATERIAL : TERRENO NATURAL
CLASIFICACION (SUCS) : SP

METODO DE COMPACTACION : ASTM D1557
MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³) : 1.956
OPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%) : 14.40

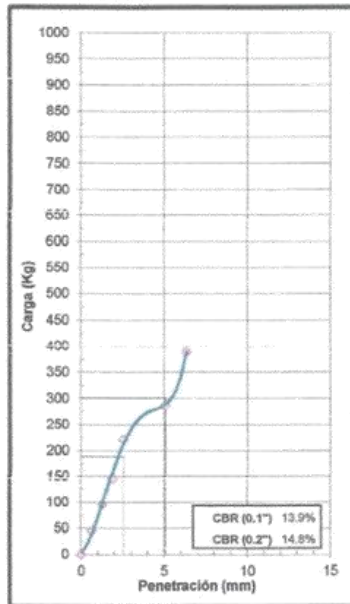


CBR AL 100% DE M.D.S. (%)	0.1"	16.74	0.2"	16.24
CBR AL 95% DE M.D.S. (%)	0.1"	11.16	0.2"	13.07

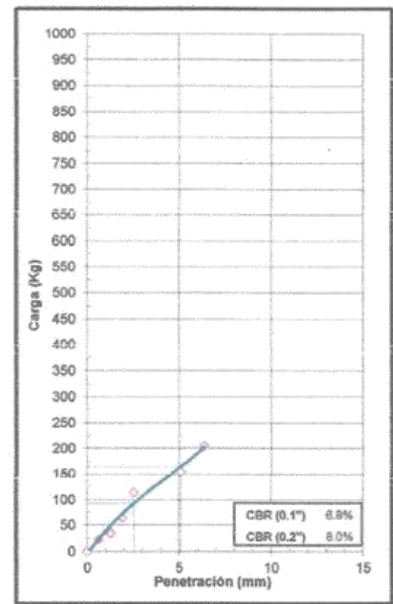
EC = 56 GOLPES



EC = 25 GOLPES



EC = 12 GOLPES



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
ING. WILSON J. ZELAYA SANCOS
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
 SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019

CALICATA : CALICATA C-02

MUESTRA : TERRENO NATURAL

ENSAYO RELACION SOPORTE DE CALIFORNIA

Tamiz	N° 10	N° 40	N° 200	ENSAYO DE COMPACTACION		
Pasa %				Metodo	Densidad Maxima	Humedad Optima
LL	IP	Clasificación		ASSTHO	1.956	14.40
Molde N°	1		2		3	
Altura Molde	17.77		17.74		17.86	
Diametro Molde	15.24		15.24		15.24	
Altura disco Espaciador	6.19		6.19		6.19	
Diametro disco espaciador	15.19		15.19		15.19	
Capas N°	5		5		5	
Golpes por capa N°	56		25		12	
Condición de la muestra	Antes de mojarse	despues de mojado	Antes de mojarse	despues de mojado	Antes de mojarse	despues de mojado
Peso humedo de la probeta + molde (g)	8805	8810	8745	8850	8365	8480
Peso de molde (g)	4126	4126	4235	4235	4330	4330
Peso del suelo húmedo (g)	4679	4684	4510	4615	4035	4150
Volumen del molde (cm ³)	2112	2112	2107	2107	2129	2129
Densidad húmeda (g/cm ³)	2.215	2.217	2.141	2.190	1.895	1.949
Recipiente (N°)	A	B	C	D	E	F
Peso del Recipiente + suelo húmedo (g)	84.14	4684.00	82.17	4615.00	109.80	4150.00
Peso Recipiente + suelo seco	76.58	4122.29	75.68	4026.04	100.32	3606.57
Peso Recipiente	20.00	0.00	21.69	0.00	22.20	0.00
Peso de agua (g)	7.56	561.71	6.49	588.96	9.28	543.43
Peso de suelo seco (g)	55.98	4122.29	53.99	4026.04	78.12	3606.57
Contenido de humedad (%)	13.50	13.83	12.02	14.63	11.88	15.07
Densidad seca (g/cm ³)	1.952	1.952	1.911	1.911	1.894	1.894

DETERMINACION DE LA EXPANSION

Fecha	Hora	Tiempo	Lectura Extens.	Expansion		Lectura Extens.	Expansion		Lectura Extens.	Expansion	
				mm	%		mm	%		mm	%
	10:20	0	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
	10:30	24	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
	11:00	48	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
	10:30	72	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00

C. B. R. FACTOR DE DEFORMACION DEL ANILLO

Penetración		Carga Estándar Kg/cm ²	MOLDE N°				MOLDE N°				MOLDE N°			
			CARGA		CORRECCION		CARGA		CORRECCION		CARGA		CORRECCION	
mm.	pulg.		Lect. Dial	kg	kg	% CBR	Lect. Dial	kg	kg	% CBR	Lect. Dial	kg	kg	% CBR
0.000	0.000		0	0			0	0			0	0		
0.635	0.025			56.3				45.2				23.6		
1.270	0.050			123.6				95.2				35.5		
1.905	0.075			165.2				145.6				65.3		
2.540	0.100	70.455		265.3	223.7	16.4		221.5	189.1	13.9		114.5	92.9	6.8
5.080	0.200	105.68		311.4	329.1	16.1		286.6	302.0	14.8		155.2	164.5	8.0
6.350	0.250			405.2				386.7				205.2		

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
 LAB MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

 ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES.

CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,

LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Anexo

Ensayo Químico





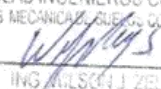
GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019

N°	ANALISIS QUIMICO	VALORES MAXIMOS ADMISIBLES	RESULTADOS (%)		
			C-1	C-1	PROMEDIO
	MUESTRA		M - 1	M - 2	
1	Sales Delocuescentes o Cloruros	0.15%	0.12%	0.12%	0.12
2	Sulfatos Solubles (SO4)	0.10%	0.05%	0.00%	0.025
3	Sales Solubles Totales	0.04%	0.03%	0.02%	0.03%
4	Sólidos en suspensión	1000			
5	Materia Orgánica expresado en Oxigeno	10			
6	Sales Solubles de Magnesio	150			
7	Limite de Turbidez	2000			
8	Dureza	> 5			
9	Potencial de Hidrógeno (PH)	> 7	7.1	7.1	7.1


GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
CIP. N. 135673
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACION: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019

ANALISIS QUIMICO

N°	ANALISIS QUIMICO	VALORES MAXIMOS ADMISIBLES	RESULTADOS (%)		
			C-2	C-2	PROMEDIO
	MUESTRA		M - 1	M - 2	
1	Sales Delocuescentes o Cloruros	0.15%	0.09%	0.08%	0.085
2	Sulfatos Solubles (SO4)	0.10%	0.06%	0.07%	0.065
3	Sales Solubles Totales	0.04%	0.03%	0.03%	0.03%
4	Sólidos en suspensión	1000			
5	Materia Orgánica expresado en Oxígeno	10			
6	Sales Solubles de Magnesio	150			
7	Límite de Turbidez	2000			
8	Dureza	> 5			
9	Potencial de Hidrógeno (PH)	> 7	7.1	7.1	7.1

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZEAYLA SANTOS
D. N. 129373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
FECHA: ABRIL DEL 2019

ANALISIS QUIMICO

N°	ANALISIS QUIMICO	VALORES MAXIMOS ADMISIBLES	RESULTADOS (%)		
			C-3	C-3	PROMEDIO
	MUESTRA		M - 1	M - 2	
1	Sales Delocuescentes o Cloruros	0.15%	0.09%	0.08%	0.085
2	Sulfatos Solubles (SO4)	0.10%	0.06%	0.07%	0.065
3	Sales Solubles Totales	0.04%	0.03%	0.03%	0.03%
4	Sólidos en suspensión	1000			
5	Materia Orgánica expresado en Oxígeno	10			
6	Sales Solubles de Magnesio	150			
7	Limite de Turbidez	2000			
8	Dureza	> 5			
9	Potencial de Hidrógeno (PH)	> 7	7.1	7.1	7.1

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANCHEZ
CIP N° 125373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,

CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,

LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Anexo

Resumen de Ensayos de Laboratorio

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

ING. WILSON J. ZELAYA SANTOS
CIP. N° 188373
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
 ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
 CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TÉCNICOS, SUPERVISIÓN, RESIDENCIAS,
 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS




TESIS: EVALUACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA AVENIDA ANCHOVETA VIA ALTERNA COMPRENDIDAS ENTRE LA AVENIDA BRASIL Y LA AV. ARGENTINA DE NUEVO CHIMBOTE - PROPUESTA DE MEJORA
UBICACION: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTAS: PERCY ALEJANDRO RAMOS CANO
FECHA: SAMUEL VIRGILIO VALDIVIEZO DE LA CRUZ
 ABRIL DEL 2019

Ensayos de Laboratorio RESUMEN DE RESULTADOS

Calicata N° Muestra espesor de estrato	Unidad	C-01			C-02		
		M-1	M-2	M-3	M-1	M-2	M-3
D - 423	Límite Líquido (%)	NP	NP	NP	NP	NP	NP
D - 424	Límite Plástico (%)	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	Índice Plástico (%)	NP	NP	NP	NP	NP	NP
D - 2487	Clasificación SUCS	SP-SM	SP	SP	SP-SM	SP	SP
	Clasificación AASHTO	A1-b(0)	A1-b(0)	A1-b(0)	A1-b(0)	A1-b(0)	A1-b(0)
	% de Gravas (%)	25.04	5.89	4.87	16.76	15.32	11.37
	% de Arenas (%)	69.69	92.79	94.15	77.92	83.48	87.14
	Pasante N° 200 (%)	5.27	1.32	1.18	5.32	1.20	1.49
	Contenido de Humedad (%)	2.48	2.01	2.92	3.10	1.90	2.28

NORMA ASTM

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
 LAB MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

 ING WILSON J. ZELAYA SALINAS
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

PLANO DE UBICACION

