

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**VARIABLES DE ENTRADA AL PROCESO DE DISEÑO
DE PAVIMENTOS RIGIDOS UTILIZANDO METODOS
MECANICISTAS.**

PRESENTADOS POR:

PABLO LUÍS ENRIQUE NAVARRETE SARAVIA

PARA OPTAR AL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2008

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL :

LIC. DOUGLAS VALDIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:
INGENIERO CIVIL

Título:

**VARIABLES DE ENTRADA AL PROCESO DE DISEÑO
DE PAVIMENTOS RIGIDOS UTILIZANDO METODOS
MECANICISTAS.**

Presentado por:

PABLO LUÍS ENRIQUE NAVARRETE SARAVIA

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

ING. M. Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ

ING. JOSÉ RANULFO CARCAMO Y CARCAMO

San Salvador, Agosto de 2008

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores

ING. M. Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ

ING. JOSÉ RANULFO CARCAMO Y CARCAMO.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad de El Salvador, nuestra Alma Mater, por habernos formado durante toda la carrera. A nuestros catedráticos, por guiarnos en el camino correcto y brindarnos su conocimiento consejos y recomendaciones.

A mi coordinador **ING. M. Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ** por su colaboración, orientación y comprensión. Gracias por estar siempre pendiente en todas las etapas del proyecto.

A mi asesor **ING. JOSE RANULFO CARCAMO Y CARCAMO** a quien agradezco la orientación y el tiempo dedicado en la preparación de mi trabajo de Graduación.

También hago extensivo mi reconocimiento al Ing. Fredy Orellana por haber colaborado desinteresadamente en diversas actividades durante todo el proceso.

DEDICATORIA.

Agradezco:

A Dios todo poderoso por haberme guiado y también por iluminar mi mente así como también la buena salud que me brindó para poder alcanzar el objetivo de culminar con mi carrera.

Les doy las gracias a todos aquellos que me ayudaron y me brindaron su apoyo en aquellos momentos en que más lo necesitaba; pero en especial, agradezco a mis padres, mis hermanos y mi abuela, por el gran apoyo que me brindaron.

RESUMEN

Esta investigación ha determinado las variables de entrada que requiere el procedimiento de diseño de los pavimentos rígidos. Evaluando el desempeño de una losa de concreto analizando los esfuerzos producidos por las cargas impuestas; aplicando para ello el programa computacional SAP2000, basado en la teoría de elementos finitos.

INDICE	Pág.
INTRODUCCION	i
CAPITULO 1.....	1
GENERALIDADES.....	2
1.1. INTRODUCCION	2
1.2. ANTECEDENTES.....	2
1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	13
1.4. OBJETIVOS.....	15
1.5. ALCANCES.....	16
1.6. LIMITACIONES	16
1.7. JUSTIFICACION	16
CAPITULO 2.....	17
2.1. INTRODUCCION.	18
2.2. CARACTERIZACIÓN DE LA SOLICITACION EN PAVIMENTOS.....	18
2.3. NATURALEZA CICLICA DE LAS CARGAS QUE ACTUAN EN UN PAVIMENTO.....	21
2.4. VOLÚMENES DE TRANSITO	25
2.5. VELOCIDAD DE PUNTO.....	42
2.6. CALCULO DE EJES EQUIVALENTES.....	53
2.7. DETERMINACIÓN Y CALCULO DE EJES EQUIVALENTES DE DISEÑO	55
2.8 FACTOR DE DISTRIBUCION POR DIRECCION.....	58
2.9. FACTOR DE DISTRIBUCION POR CARRIL	59
CAPITULO 3.....	60
3.1. MATERIALES QUE COMPONEN EL CONCRETO ESTRUCTURAL.....	61
3.2. TIPOS DE CEMENTOS Y SU USO.....	65
3.4. AGREGADOS PETREOS O ARIDOS.	69
3.5. ADITIVOS EN EL CONCRETO ESTRUCTURAL.....	73

3.6. EL CONCRETO ESTRUCTURAL	76
3.7. PROPIEDADES DEL CONCRETO FRESCO	80
3.8. MEZCLA DE CONCRETO	82
3.9. DISEÑO DE MEZCLA DEL CONCRETO.....	83
3.8. PROTECCION DEL CONCRETO CONTRA DAÑOS OCASIONADOS POR LA LLUVIA.....	86
3.9. JUNTAS EN EL CONCRETO PARA SU BUEN DESEMPEÑO	88
3.10. DESEMPEÑO DEL PAVIMENTO: DESEMPEÑO FUNCIONAL, DESEMPEÑO ESTRUCTURAL, Y SEGURIDAD.	94
3.11. LOSA DE CONCRETO EN PAVIMENTO RIGIDO	96
3.12 PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO ESTRUCTURAL.....	97
CAPITULO 4.....	108
4.1. INTRODUCCION	109
4.2. SUELOS GRANULARES.....	109
4.3. SUELOS COHESIVOS.....	110
4.4. ANALISIS GRANULOMETRICO DE LOS SUELOS	110
4.5. ESTADO DE CONSISTENCIA DEL SUELO	114
4.6. COMPACIDAD DEL SUELO.....	116
4.7. RESISTENCIA DEL SUELO.....	119
4.8. CLASIFICACION DE LOS SUELOS.....	121
4.9. CLASIFICACIONES ESPECIFICAS DE CARRETERAS.....	125
4.10. SUBRASANTE.....	127
4.11. ESTABILIZACION DE LA SUBRASANTE.....	128
4.12 SUBBASE	129
4.13. SOPORTE UNIFORME.	130
4.14. ESTABILIZACION CON CEMENTO	131
4.15. MODULO DE RESILIENCIA.	132
4.16. MODULO DE ELASTICIDAD.....	133
4.17. CAPAS GRANULARES	133

CAPITULO 5.....	139
5.1. INTRODUCCION	140
5.2. METODOS EMPIRICO MECANICISTAS DE DISEÑO.	140
5.3. SOLUCION NUMERICA APLICADA EN EL ESTUDIO.....	141
5.4. DATOS DE ENTRADA.....	142
5.5. APLICACIÓN DELPROGRAMA SAP2000 EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS	148
5.6. EJEMPLIFICACIÓN DEL PROGRAMA SAP2000.....	149
CONCLUSIONES.....	161
RECOMENDACIONES.....	162
BIBLIOGRAFÍA.....	163
ANEXOS	169

INDICE DE TABLAS

Pág. N.

Tabla 2.1 Índice de Servicialidad	54
Tabla 2.2. Factor de distribución por dirección.....	59
Tabla 2.3. Factor de distribución por carril	59
Tabla 3.1. Tipos de cemento y composiciones; proporciones en masa	66
Tabla 3.2. RC97. Prescripciones mecánicas y físicas de los cementos comunes.....	67
Tabla 3.3. Máximo del contenido de las sustancias nocivas en el agua.....	68
Tabla 3.4. Granulometría ideal de los agregados	72
Tabla4.1. Simbología de los distintos tipos de suelos.....	121
Tabla 4.2. Representación de la combinación de los distintos tipos de suelos	121
Tabla4.3. Características de los suelos según el SUCS	124
Tabla4.4. Clasificación de suelos de la AASHTO	126
Tabla4.5. Estructura interna de los materiales granulares	137
Tabla5.1. de cargas vehiculares	143
Tabla 5.2 de modulos de resiliencia utilizado para determinar el modulo de reaccion del suelo.....	145
Tabla 5.3. Módulos de reacción obtenidos de acuerdo a los espesores de la sub-base.146	
Tabla 5.4. Módulos de reacción obtenidos de acuerdo a los espesores de la sub-base.146	

INDICE FIGURAS

Pág. N

Figura 1-1ª. geometría de los circuitos de la prueba AASHO	5
Figura 1-1b. Ilustraciones relativas al tramo AASHO	5
Figura 2-1. Configuración de ruedas de para un semitrailer típico	19
Figura 2-2 Relación entre la presión de contacto y la presión de la llanta	21
Figura 2-3. Estados de esfuerzos en la subrazante	22
Figura 2-4. Esfuerzos que produce la rueda	24
La figura 2-5 presenta gráficamente los componentes del volumen de tránsito futuro .	34
Figura 2-6. Enoscopio	47
Figura 2-7. Instalación en el campo de un dispositivo automático para medición de velocidades	50
Figura 2-8. Ejemplo de una grafica de velocidades de punto	52
Figura 3.1. Proceso de hidratación del cemento	62
Figura 3.2. Variación de las proporciones en volumen absoluto de los materiales usados en el concreto	76
Figura 3.3 Agrietamiento Inicial en un pavimento de concreto sin juntas	88
Figura 3.4. Alabeo de las losas de los pavimentos de concreto	89
Figura 3.5 Patrón de agrietamiento provocado por el medio ambiente	89
Figura 3.7 Croquis de los tipos de juntas en un pavimento de concreto	93
Figura No. 3.8 Compresómetro y extensómetro para la determinación del Módulo de Poisson	98
Fig. 3.9 Representación esquemática de las deformaciones de un espécimen cilíndrico de concreto a compresión axial	99
Figura 3.10 curva esfuerzo deformaciones	100
Fig. 3.11 Declinación de la curva esfuerzo deformación unitaria del concreto	101
Fig. 3.12 Representación esquemática de los procedimientos usuales para determinar la resistencia a tensión del concreto	104

Figura 4.1. gráfica de la curva granulométrica de los suelo	111
Figura4. 2. Granulometría de los suelos bien graduados o mal graduados	113
Figura 4.3. Estados de los suelos y limites de consistencia	114
Figura4. 5. Graficas del resultado de la energía de compactación	117
Figura4.6.Grafica de obtención del CBR.....	119
Figura 4.7. Gráfica de la clasificación de suelos segun Casagrande	123
Figura 5.1 .Modelo de la losa a utilizar	141
Figura 5.2. Monograma a utilizar para obtener el modulo de reacción del suelo	144
Figura 5.3. Definición de las propiedades geométricas de la losa que se utilizara en le diseño de pavimentos rigidos	148
Figura 5.4.Definición de las propiedades de del concreto correspondientes a la losa de diseño.....	149
Figura 5.5.Definición del espesor de la losa	150
Figura 5.6.Establecimiento de las condiciones de apoyote la losa.....	151
Figura 5.7.Establecimiento del modulo de reacción del suelo el cual realiza la función de apoyo de la losa de concreto.....	152
Figura 5.8Condiciones de carga que soportara la losa de concreto.....	153
Figura 5.9 Asignación de los valores de las cargas de diseño	154
Figura 5.10. Asignación de los valores de las cargas de diseño	155
Figura 5.11. Combinación de las cargas de diseño	156
Figura 5.12. Resultados obtenidos	157
Figura 5.13 .Resultados de las combinaciones de carga	158

INDICE DE ANEXOS

Pág. N

Anexo 1-1. Resultados de la prueba AASHO	169
Anexo 2-1 Configuración de vehículo C2 (eje delantero sencillo y trasero dual)	170
Anexo 2-2 configuración de vehículo C3 (eje delantero sencillo y traseros duales)	171
Anexo 2-3 Configuración de vehículo T3-S2 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión y ejes duales en el semiremolque)	171
Anexo 2-4 Configuración de vehículo T3-S3 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión y ejes duales en el semiremolque)	172
Anexo 2-5 Configuración de vehículo T3-S2-R4 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión, ejes duales en el semiremolque y remolque)	172
Anexo 2-6a. Hoja de campo para estudios de velocidad de punto.....	173
Anexo 2-6b. Hoja de gabinete para estudio de velocidad de punto.....	174
Anexo 2-6. Grafica de velocidad de punto.....	175
Anexo 2-7. Grafica para determinar la velocidad	176
Anexo 2-8 Hoja de campo para estudios de velocidad de punto.....	177
Anexo 5-1 tipos de vehículos pesados	178

SIMBOLOGIA

ESALs: Ejes sencillos equivalentes.

TA : Transito durante un año.

TM : Transito mensual.

TS : Transito semanal.

TD : Transito diario.

TH : Transito horario.

q : Tasa de flujo.

TPDA : Transito promedio diario anual.

TPDM : Transito promedio mensual.

TPDS : Transito promedio semanal.

A : Máxima diferencia entre el transito promedio diario anual y el Transito promedio semanal.

E : Error estándar de la media.

μ : Módulo de poisson.

TEP : Trafico equivalente de proyecto.

CE : Coeficiente de equivalencia media de los vehículos pesados.

F : Factor de crecimiento del tráfico.

Fc : Resistencia del concreto.

ϵ : Deformaciones del concreto.

K : Modulo de reacción del suelo.

Cc : Coeficiente de curvatura.

Cu : Coeficiente de uniformidad.

Ec : Modulo de Elasticidad.

W : Contenido de humedad.

INTRODUCCION

Este trabajo de graduación ha sido estructurado en seis capítulos con la finalidad de dar a conocer como intervienen las variables de entrada utilizadas por los métodos mecanicistas en el diseño de pavimentos rígidos. En cada capítulo se da a conocer cada una de las variables de entrada, es decir las propiedades características y funciones de cada una de ellas.

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

El presente trabajo de graduación, se establece cómo se han desarrollado los métodos mecanicistas. Trata, acerca del procedimiento que se tiene que hacer para realizar una investigación sobre las variables de entrada que intervienen en el procedimiento de diseño de pavimentos rígidos usados por los métodos mecanicistas. Se establecen adecuadamente las áreas que se estudiarán para realizar su desarrollo.

1.2. ANTECEDENTES

Desarrollo de la prueba AASHTO y progresos historicos en los pavimentos rigidos

Uno de los primeros pasos para el desarrollo de las metodologías de diseño de los pavimentos, por la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) corresponde a la prueba de carreteras denominada “AASHTO road test” la cual fue desarrollada por la AASHTO (American Association of State Highway Officials), entre los años 1958 a 1960, en los Estados Unidos, Estado de Illinois, Ottawa (Canadá). El desarrollo de esta prueba incluyó la construcción de tramos de carretera con diferentes espesores de pavimentos flexibles y pavimentos de concreto de cemento Pórtland. Ver figura 1-1^a, b donde se muestran los diferentes circuitos de los pavimentos; en la figura 1-2 se detallan los espesores de los circuitos y los resultados obtenidos después de la imposición de las cargas. La prueba permitió evaluar la influencia de las cargas de tráfico en el desempeño del pavimento, considerando variables

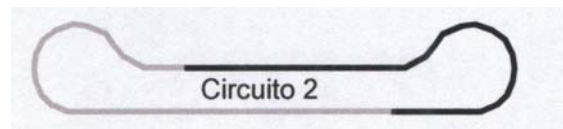
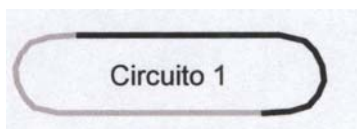
como, área de contacto entre llanta y pavimento, módulo de reacción de la subrasante, espesores de sub-base.

Como resultado de esta investigación, se desarrolló la guía “AASHO Interim Guide for the Design of Flexible Pavement Structures, 1961” y la guía “AASHO Interim Guide for the Design of rigid Pavement Structures, 1962”, en la cual, se separa el análisis del pavimento flexible y rígido. Posteriormente, la AASHTO actualizó y unificó ambas en una sola, cambiando de AASHO a AASHTO esto se realizó en el año 1970 y se elaboró la “AASHTO Interim Guide for Design of Pavements Structures, 1972”, la cual se ha venido actualizando, de tal manera, que los modelos de predicción y repuesta del pavimento sometido al tráfico, cada vez toman en cuenta condiciones particulares o especiales del perímetro, por ejemplo el tipo de suelo, el clima. El método de diseño de la AASTHO, es uno de los métodos más utilizados internacionalmente para el diseño de pavimentos de concreto hidráulico. La prueba de pavimentación que en su momento se conoció como AASHO, antes del año de 1951, no estaba integrada en el departamento del transporte de los Estados Unidos, posteriormente fue promovida por la AASHTO, para estudiar la estructura del pavimento, de espesores conocidos (que son los mostrados en el anexo1), bajo cargas móviles, de magnitudes y frecuencias conocidas y bajo el efecto del medio ambiente al que se someta. Fue formulada por el consejo de investigación de carreteras de la academia nacional de ciencias, consejo nacional para la investigación. La planeación empezó en 1951, la construcción del proyecto comenzó en 1956 muy cerca de Ottawa, Illinois. EL tráfico controlado de la prueba se aplicó de octubre de 1958 a noviembre de 1960, o sea, durante más de dos años, en referencia o lo siguiente:

- 1) El objetivo principal de las pruebas consistía en determinar relaciones que existen entre la estructura de varias secciones de pavimento.

- 2) De acuerdo con las cargas aplicadas sobre las secciones, determinar las relaciones entre un número de repeticiones de ejes con cargas, de diferente magnitud.
- 3) Analizar la estructura de diferentes espesores de pavimentos, conformados con bases y sub-bases, colocados en suelos de características conocidas.

El sitio cerca de Ottawa, seleccionado para la prueba, tiene condiciones climáticas y de suelo, típicas de algunas áreas de Estados Unidos y Canadá, esto hace, que la aplicabilidad del método se continúe utilizando con el mismo criterio con el que se formuló la guía AASHTO, en otras partes del mundo. Los pavimentos se construyeron en circuitos (ver figura 1), a lo largo de una sección de 8 millas de una futura autopista interestatal. Se realizaron 6 circuitos de prueba, todos eran tramos de dos carriles y tenían la mitad del tramo en pavimento de concreto y la otra en pavimento flexible. El circuito 1 se dejó sin cargas para evaluar el impacto del medio ambiente en los pavimentos. El circuito 2 se utilizó con aplicaciones de cargas de camiones ligeros. En los circuitos del 3 al 6, se realizaron aplicaciones de carga con camiones de 18 Kips por eje sencillo equivalente. Los circuitos 5 y 6 tuvieron idénticas configuraciones y combinaciones de carga. Cada circuito consistía de dos largas carreteras paralelas, conectadas en los extremos por retornos, las secciones de prueba de los pavimentos estaban localizadas en las rectas o tangentes de cada circuito ver figura 1.



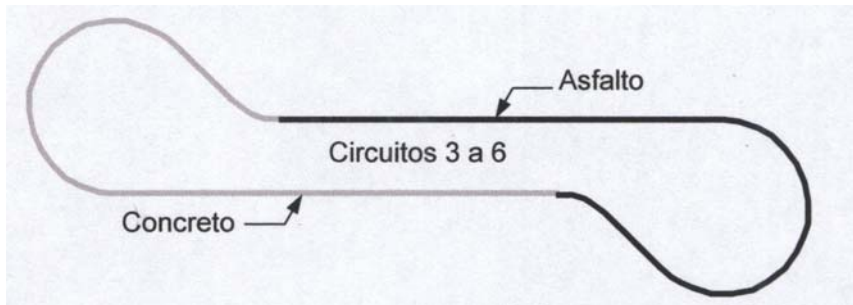


Figura1-1^a.geometría de los circuitos de la prueba AASHO

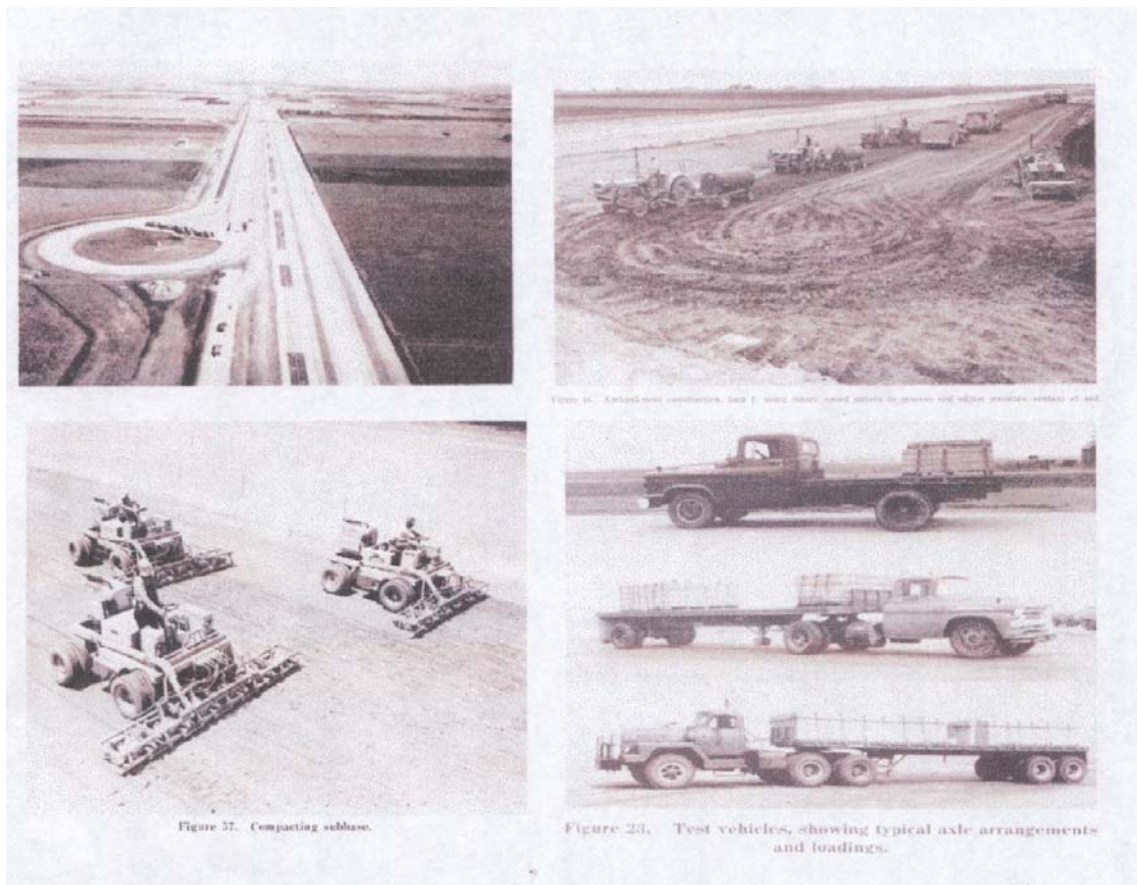


Figura 1-1b. Ilustraciones relativas al tramo AASHO donde se consideraron sólo un tipo de terreno de cimentación y configuraciones vehiculares de la época.

La sección estructural de prueba tenía una longitud de 30 m en pavimentos flexibles, 36 m en pavimentos de concreto simple y 80 m en pavimentos continuamente reforzados, estas fueron construidas sobre idénticos terraplenes, para los dos casos, pavimento rígido y flexible. También, se examinaron bajo las mismas condiciones climáticas, el mismo número de cargas aplicadas, el mismo tráfico y velocidades de operación. En total, se examinaron 368 secciones de pavimento rígido y 468 secciones de pavimento flexible con tráfico perfectamente controlado, se iniciaron las repeticiones de carga, en noviembre de 1958, de la siguiente manera:

En los circuitos de camiones pesados, circuitos 3-6: inicialmente 6 vehículos por carril, posteriormente, se aumentó a 10 vehículos por carril en enero de 1960, el tiempo de operación de los vehículos fue de: 18 horas 40 minutos, 6 días de la semana. En total, se aplicaron 1,114,000 repeticiones de carga normal, correspondiendo unos 6.2 millones de ESAL's (ejes sencillos equivalentes). Así, los principales experimentos sobre pavimentos fueron diseñados de modo que los resultados de las pruebas fueran estadísticamente significativas. Las secciones de prueba de los pavimentos de varios espesores fueron sometidas a tráfico controlado. Las secciones examinadas representaban todas las combinaciones de los factores de diseño para concreto y asfalto. Cada circuito de tráfico contenía algunas secciones que no formaban parte de los principales experimentos sobre pavimentos. Estas secciones se incluyeron para estudios especiales tales como los efectos de acotamientos pavimentados y bases estabilizadas, correspondientes a la estructura del pavimento (ver anexo 1).

Dos de las técnicas que se emplearon al diseñar los experimentos principales fueron la aplicación aleatoria, garantizando, que un diseño dado tuviera la misma oportunidad de estar localizado en un lugar que correspondiera a un tramo recto de prueba, que una sección de cualquiera de los diseños cumpliera

con los objetivos descritos. Las mediciones en el pavimento, en términos de su capacidad para soportar el tráfico con seguridad y comodidad, y capacidad de servicialidad su desarrollo, para convertirlo en un procedimiento trabajable por parte del personal de la prueba de carreteras, constituyó una aportación muy importante a la ingeniería de carreteras. El nivel requerido de un pavimento depende de la servicialidad de este. Los resultados que constituyeron los criterios de la prueba, más representativos en la determinación de la servicialidad del pavimento fueron:

- Variaciones en el perfil longitudinal.
- Mediciones de la aspereza del pavimento en la dirección del movimiento.
- Profundidad promedio de las roderas medida con regla de 1.20 m.
- Medidas de agrietamientos severos.
- Medidas de baches.

Tres comparaciones que pueden usarse para evaluar la estructura de las secciones de prueba son:

- 1) El número de aplicaciones de carga sobre un eje.
- 2) El índice de capacidad de servicio de la sección en un momento determinado.
- 3) La relación del índice de la capacidad de servicio de los pavimentos rígidos vs. el índice de la capacidad de servicio de los pavimentos flexibles.

La guía “Supplement to the AASHTO Guide for Design of Pavements Structures 1998”, contiene un procedimiento alternativo para el diseño de pavimentos rígidos, el cual fue presentado en la versión 1993. El desarrollo de este procedimiento de diseño está basado en los resultados del proyecto: Soporte Bajo Pavimentos de Concreto de Cemento Pórtland, NCHRP 1-30 (Support Under Pórtland Cement Concrete Pavements), elaborado por el National

Cooperative Highway Research Program (NCHRP), para el cual, se utilizó información disponible de la base de datos del programa: desempeño de Pavimentos a Largo Plazo (Long Term Pavement Performance, LTPP) tales como pérdida de soporte para el uso de diseño de pavimentos rígidos y datos para mejorar la selección de módulos de reacción de la subrasante. Este proyecto fue validado y revisado por la Federal Highway Administration (FHWA) y adoptado por la AASHTO. La edición 1998, de la guía descrita, presenta otro procedimiento de diseño que puede ser utilizado solo o de forma conjunta con la edición 1993, parte II, sección 3.2, Diseño de pavimento rígido y sección 3.3, Diseño de juntas de pavimento rígido. El modelo de diseño para la estimación de espesores de losa fue desarrollado y validado principalmente para el tipo de pavimento de concreto con juntas simples (JPCP), a través del cual, se obtienen espesores de losa y espaciamientos de juntas para controlar el desarrollo de esfuerzos por deformación térmica de losas y agrietamiento transversal, tomando en consideración condiciones de clima, tipo de base y subrasante. Los pavimentos rígidos que se construyeron de cemento Portland. El primer pavimento de concreto fue construido en Bellefontaine, Ohio en 1893 en Estados Unidos (Fitch, 1966), 15 años anterior al que se construyó en Detroit, Michigan, en 1908. En el año del 2001, habían unas 59.000 millas (95.000 kilómetros) de pavimentos rígidos construidos en los Estados Unidos. El análisis basado en fundaciones líquidas de Westergaard. Los estudios teóricos más extensos de las tensiones y las deflexiones en pavimentos de concreto fueron hechos por Westergaard, quién desarrolló ecuaciones debido a la temperatura y tres casos de cargas aplicadas de la siguiente manera:

1. Cerca de la esquina de una losa grande.
2. Cerca del borde de una losa grande pero a una distancia(al centro de la losa) considerable de cualquier esquina.

3. Al interior de una losa grande en una distancia(al centro de la losa) considerable de cualquier borde.

El análisis fue basado en la simplificación de la suposición de que la presión reactiva entre la losa y el subsuelo en cualquier punto dado, es proporcional a la deflexión en ese punto, independiente de las deflexiones en cualquier otro punto. Este tipo de fundación se llama fundación líquida o una fundación de Winkler. Westergaard también asumió, que la losa y el subsuelo estaban siempre en contacto. En conjunto con la investigación de Westergaard, la oficina de Estados Unidos, de caminos públicos, condujo en la granja experimental de Arlington, Virginia, una investigación extensa en el aspecto estructural de los pavimentos de concreto. Así, al comparar la tensión crítica de la esquina obtenida de la fórmula de la esquina de Westergaard con la de las medidas en terreno, Pickett encontró, que la fórmula de la esquina de Westergaard, basada en la suposición que la losa y el subsuelo estaban siempre en contacto, obtuvo siempre una tensión que era demasiado pequeña. Si se asume, que parte de la losa no está en contacto con el subsuelo, él desarrolló una fórmula semi-empírica que concordaba con los resultados experimentales. La fórmula de la esquina de Pickett (PCA, 1951), con un porcentaje del 20% para la transferencia de la carga, fue utilizado por la asociación del cemento de Portland hasta 1966 en Estados Unidos.

El método de la PCA fue basado en el análisis de Westergaard. Sin embargo, en la determinación de la tensión en la unión de las losas, la PCA asumió, que no había transferencia de la carga a través de la unión de las losas, y que, la tensión determinada así, era similar al caso de la carga en el borde con distinta orientación del neumático. El reemplazo de la carga en la esquina por la tensión en el empalme, era debido al uso de un carril de 12 pies de ancho (3.63 m) con la mayoría del tráfico moviéndose lejos de la esquina. El método de la PCA, fue

revisado otra vez en 1984, en el cual, fue empleado un criterio de erosión basado en la deflexión de la esquina, además del criterio de la fatiga basado en la tensión del borde,(PCA, 1984).

Análisis de Pickett basado en fundaciones sólidas. Partiendo de que el subsuelo real es más un sólido elástico que un líquido denso, Pickett y otros (1951) desarrollaron soluciones teóricas para losas de concreto en un estado elástico. Una carta simple de influencia basada en fundaciones sólidas, fue desarrollada por Pickett y Badaruddin (1956), para determinar la tensión del borde. Todas las soluciones analíticas fueron basadas en la suposición de que la losa y el subsuelo están siempre en contacto, sabiendo que, debido al bombeo, temperatura, y el arqueo de la humedad, la losa y el subsuelo no están generalmente en contacto. Con el advenimiento de las computadoras y los métodos numéricos, algunos análisis basados en contacto parcial fueron desarrollados.

Método de elementos-discretos. Hudson y Matlock (1966), aplicaron el método de elementos discretos, si se asume que el subsuelo pasa a ser un líquido denso. El método de elementos discretos es más o menos similar al método de la diferencia finita en que la losa está vista como un ensamblaje de uniones elásticas, barras rígidas, y de barras torsionales. El método fue ampliado más adelante por Saxena (1973) para analizar las losas en una fundación sólida elástica, tal como el método de elementos finitos.

Método de Elementos Finitos. Con el desarrollo del método de gran trascendencia de elementos finitos, se rompió una barrera en el análisis de pavimentos rígidos. Cheung y Zienkiewicz (1965) desarrollaron los métodos de elementos finitos para analizar las losas en fundaciones elásticas de tipos líquidas y sólidas. Los métodos fueron aplicados para unir losas en fundaciones

líquidas por Huang y Wang (1973, 1974) y en fundaciones sólidas por Huang (1974a). En colaboración con Huang (Chou y Huang, 1979, 1981, 1982), Chou (1982) desarrolló los programas de computadora para elementos finitos, entre los cuales están, Wesliqid y Weslayer, para el análisis de fundaciones líquidas y por capas, respectivamente). La consideración de la fundación como sistema de capas, es más realista cuando las capas de base y de subbase existen sobre el subsuelo. Otros programas de computadora de elementos finitos están disponibles, incluyendo al Illi-Slab, Jslab y Risc. El paquete de uso general Abaqus (1993) de elementos finitos 3-D, fue utilizado en la simulación de los pavimentos que implicaban subsuelo no lineal, bajo cargas dinámicas (Zaghloul y White, 1994) y en investigar los efectos de la discontinuidad en la respuesta de un pavimento de concreto liso articulado debajo de un deflectómetro, perdiendo peso estándar.

Otros progresos. Aunque con los métodos teóricos mejoran los procedimientos de diseño, el conocimiento ganado del rendimiento del pavimento es lo más importante. Westergaard (1927), contribuyó mucho a la teoría del diseño del pavimento de concreto, fue el primero para reconocer que los resultados teóricos necesitan ser comprobados contra el rendimiento del pavimento. Además de los progresos teóricos citados en la fatiga del concreto. Un estudio extenso fue hecho por la división de Illinois de carreteras durante la Bates Road Test, en las propiedades de fatiga del concreto (Clemmer, 1923), encontraron, que una tensión a la flexión, inducida, se podría repetir indefinidamente sin causar la ruptura, con tal que la intensidad de la fibra extrema no excediera de aproximadamente el 50% del módulo de la ruptura, y que, si la proporción de la tensión estaba sobre el 50%, el número permisible de las repeticiones de la tensión para causar fallas disminuye drásticamente, mientras la proporción de la tensión aumenta. Aunque el uso arbitrario de la proporción de la tensión del 50%, como línea divisoria, no fue probado realmente. Esta suposición se ha

utilizado con más frecuencia como base para el diseño de pavimentos rígidos. Para obtener una curva más ideal de la fatiga, el método actual, de la PCA asume una proporción de la tensión de 0.45, debajo del cual, ningún daño a la fatiga necesita ser considerado.

Bombeo. Con el aumento del tráfico de camiones, particularmente momentos antes de la Segunda Guerra Mundial, el tipo del subsuelo desempeñó un papel importante en el funcionamiento del pavimento. El fenómeno del bombeo (el cual será abordado en los siguientes capítulos, que es la eyección del agua y los suelos del subsuelo a través de uniones y de grietas y a lo largo del borde del pavimento, fue descrito primero por Gage (1932). Después de que el bombeo del pavimento llegó a ser crítico, durante la segunda guerra mundial, los pavimentos rígidos fueron construidos sobre capas de base granular, de grosor variable, para protegerlos contra la pérdida de soporte del subsuelo debido al bombeo.

Métodos probabilísticos. El uso de conceptos probabilísticas por ejemplo la desviación estandar, el diseño del pavimento rígido fueron presentados por Kher y Darter (1973), e incorporados en la guía de diseño de la AASHTO (AASHTO, 1986). Huang y Sharpe (1989), desarrollaron un programa probabilístico de computadora, de elementos finitos para el diseño de pavimentos rígidos.

El método de diseño de la Portland Cement Association, es exclusivamente un método de diseño, desarrollado para pavimentos de concreto, teniendo como base el conocimiento de varias teorías de pavimentos como la de Westergaard, así como elementos finitos. También, la experiencia en el análisis de varias pruebas e investigaciones como la Arlington Test y diversos proyectos de la misma PCA.. Derivado de lo anterior, se generó finalmente este método de

diseño de la PCA. Parte del método fue desarrollado interpretando los resultados (de los criterios de erosión y fatiga) del modelo de elementos finitos, basados en el desempeño (respecto a la relación existente entre la carga, esfuerzos y deformación) de una losa de espesor variable y dimensiones finitas (180"x144"), a la cual, se le aplicaron cargas al centro, de borde y de esquina, considerando diferentes condiciones de apoyo y soporte (por ejemplo diferentes tipos de suelos para constituir tanto la base como la subbase).

Los primeros trabajos de pavimentos, en El Salvador, se remontan al año de 1912 en la ciudad de San Salvador, pero las experiencias utilizando pavimentos rígidos se dan en el período entre 1921 y 1980, realizando en su mayoría, obras de pequeña magnitud (en lo urbano por la DUA y en la carretera a Santa Ana, San Salvador tramo la cuchilla Lourdes-San Andrés), y fue hasta 1998 que tomó mayor auge la utilización de los pavimentos rígidos (en lo urbano y carretera importantes, por ejemplo: San Salvador, aeropuerto de Comalapa, San Vicente-San Martín, Lourdes-Sonsonate) utilizando para su diseño, los métodos de la AASHTO y el de la PCA basados en métodos empíricos.

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La práctica actual, del análisis y diseño de pavimentos, se ha basado en métodos empíricos, por ejemplo la determinación del esfuerzo mediante la utilización de una viga simplemente apoyada y cargada a la mitad de su longitud. El diseño toma en cuenta las propiedades físicas de los materiales (densidad relativa, peso volumétrico suelto del cemento, el valor relativo de soporte CBR, etc) y algún índice de resistencia, resistencia a la compresión del concreto, módulo de ruptura, módulo de elasticidad, módulo de reacción del suelo, módulo de Poisson, etc. El problema del enfoque tradicional así

considerado (Empírico-mecanicista), es decir, el método empírico, AASHTO (por aplicación esta rigurosamente restringida a las condiciones que se utilizan para su calibración), este, método, siempre estará limitado por los tipos de suelos considerados; es decir, los más comúnmente utilizados para la formación de la base y la subrasante, los métodos de construcción que se realizan mediante la utilización de maquinaria, las configuraciones vehiculares de la época, camiones de 5 ejes, 3 ejes, 2 ejes, etc. Los métodos empíricos-mecanicistas, sus limitaciones, por ejemplo, niveles máximos de tránsito que se pueden manejar con buena confiabilidad, no permiten un grado correcto de exactitud en el desempeño del pavimento a lo largo de su vida útil de 20 a 30 años. Esto significa, que los estados de agrietamiento, deformación permanente, esfuerzos, deflexiones, de los pavimentos rígidos, mantendrán valores deseados. No mayores que aceptados, por ejemplo los esfuerzos admisibles. Los métodos científicos o mecanicistas consideran un mayor número de variables como tráfico (vehículos pesados), fundación (base, sub-base, subrasante), materiales (como el cemento, arena, aditivos), ambiente (precipitación, temperatura), a los que se expone un pavimento durante su uso.

1.4. OBJETIVOS

Objetivo General:

Determinar el desempeño de una Losa de Concreto, mediante la utilización de las variables de entrada que requiere el procedimiento de diseño de pavimentos rígidos, aplicando el programa computacional SAP2000 basado en la teoría de elementos finitos, entre los métodos mecanicistas.

Objetivos Específicos:

- Investigar las variables (tráfico, fundación, materiales, ambiente) que intervienen en el desempeño de los pavimentos rígidos.
- Establecer el procedimiento a seguir en los métodos mecanicistas, para el diseño de pavimentos rígidos de acuerdo con las variables de entrada que intervienen en la teoría de elementos finitos y cómo estas influyen en los resultados del espesor.
- Proponer el espesor de la losa de concreto simple utilizando el programa SAP 2000, para determinar la admisibilidad de los esfuerzos y deformaciones permisibles por cargas impuestas en el correspondiente espesor.

1.5. ALCANCES

La investigación comprende el estudio de las variables que intervienen en el diseño de pavimentos rígidos utilizando métodos mecanicistas. Así mismo, los pasos y procedimientos a seguir, aplicando la técnica de elementos finitos, para lograr establecer el desempeño de una losa de concreto simple, mediante la utilización del programa SAP 2000.

1.6. LIMITACIONES

El programa SAP2000, sólo se puede utilizar, en losas de concreto simple, es decir, que el programa no toma en cuenta las bermas en losa de concreto, ni los apoyos laterales.

1.7. JUSTIFICACION

A partir de los métodos empíricos es que se han logrado establecer los métodos mecanicistas como los de la AASHTO y de la PCA.

La ingeniería de pavimentos, actualmente, se ve en la necesidad de ampliar los procedimientos de diseño, con el objetivo de lograr un mejor desempeño de la estructura y optimizar costos de mantenimiento y rehabilitación, así mismo, los costos de operación de los usuarios de las vías con estos pavimentos. La metodología mecanicista, analiza la estructura del pavimento, ante las acciones del ambiente y del tránsito vehicular, donde se involucran las propiedades de los materiales, determinadas en laboratorio y en campo. También, para tal fin se utilizara el programa SAP2000, el cual, es un programa de computadora que cumple con el análisis de elementos finitos, conteniendo sus propios valores de entrada.

CAPITULO 2

TRANSITO

2.1. INTRODUCCION.

Este capítulo se refiere al variable tránsito, para el diseño de los pavimentos rígidos por los métodos mecanicistas y describe cómo este influye en el volumen de tránsito. Los medios que se utilizan para su determinación, así mismo de la velocidad de diseño. También, la forma para determinar el número de ejes equivalentes y sus factores respectivos.

2.2. CARACTERIZACIÓN DE LA SOLICITACION EN PAVIMENTOS

2.2.1. Influencia del tránsito en la aplicación de las cargas en pavimentos

La caracterización de las solicitaciones producidas por el tránsito sobre la infraestructura del pavimento de una carretera es compleja, debido a la variabilidad de los distintos tipos de vehículos existentes, y a las interacciones vehículo-pavimento que producen solicitaciones adicionales a las propias cargas estáticas y dinámicas del tránsito. (Arriaga y Garnica, 1998). El estudio de las cargas no toma encuesta los materiales y las cargas cíclicas, para lo cual se consideraría lo siguiente:

1. Magnitud de las cargas según la composición del tránsito (carga por eje, tipos de ejes que circulan y número de repeticiones de carga).
2. Forma geométrica de cada solicitación sobre el pavimento, área de contacto y reparto de presiones sobre la misma.
3. Velocidad de los vehículos y tiempo de solicitación en un punto.
4. Estado de esfuerzos que producen las cargas, en función de su magnitud y tipología (verticales, tangenciales, fenómenos de impacto, etc.) y las características de las capas del pavimento.

2.2.2. Magnitud de las cargas según la composición del tránsito

2.2.2.1 Composición vehicular y tipos de ejes representativos

La configuración de las ruedas para un semitrailer típico, formada por un eje sencillo con ruedas simples, un eje sencillo con ruedas dual y un arreglo tándem con ruedas duales, Huang 1993. Ver figura 2-1

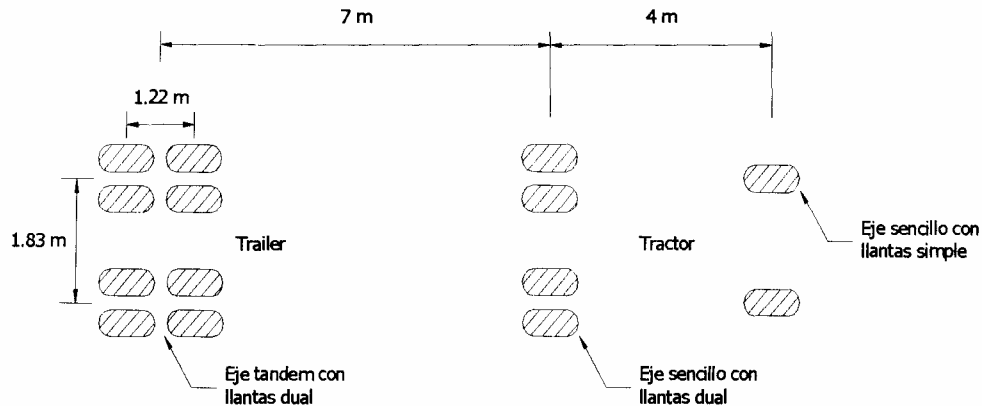


Figura 2-1. Configuración de ruedas de para un semitrailer típico

La separación de 7 y 4 metros mostrada no debe tener efecto en el diseño de pavimentos, ya que cuando las ruedas están muy separadas la influencia en los esfuerzos y deformaciones debe ser considerada independientemente, o utilizar un eje sencillo de carga equivalente. Si los ejes tándem y tándem son tratados como un grupo y considerados como una repetición (es decir, analizados como un conjunto de ejes de carga). La secretaria de comunicaciones y transporte (SCT) de México, 1991. Determinó que las cinco configuraciones de vehículos de carga más significativas son: camión de carga de 2 ejes C2 (anexo 2-1), camión de carga de 3 ejes C3 (anexo 2-2), tractocamión de 3 ejes con semiremolque de 2 ejes T3-S2 (anexo 2-3), tractocamión de 3 ejes con

semiremolque de 3 ejes T3-S3 (anexo 2-4) y tractocamión de 3 ejes con semiremolque de 2 ejes y remolque de 4 ejes T3-S2-R4 (anexo 2-5).

2.2.3. Forma geométrica de cada solicitación sobre el pavimento, área de contacto y reparto de presiones sobre la misma

La carga del vehículo, al pavimento, se transmite a través de las ruedas. En los métodos de diseño mecanicistas, es necesario conocer el área de contacto de la llanta con el pavimento, asumiendo que la carga de contacto depende de la presión de contacto. El tamaño del área de contacto depende de la presión de contacto. Como se indica en la Figura 2-2. La presión de contacto es mayor que la presión de la llanta, para presiones bajas de la llanta, debido a que sus paredes están en compresión y la suma de las fuerzas verticales de la pared y presión de la llanta deben ser iguales a la fuerza debido a la presión de contacto. La presión de contacto es más pequeña que la presión de la llanta para presiones altas de las llantas, debido a que la pared de la llanta está en tensión. Sin embargo, en el diseño de pavimentos, la presión de contacto generalmente se asume igual a la presión de la llanta. Debido a que los ejes de carga pesados tienen presiones altas y efectos más destructivos en el pavimento, se usa la presión de llanta como presión de contacto por seguridad. (Huang, 1993). Cuando se utiliza la teoría multicapas en el diseño de pavimentos flexibles, se asume que cada llanta tiene un área de contacto de forma circular, en vez de elíptica.

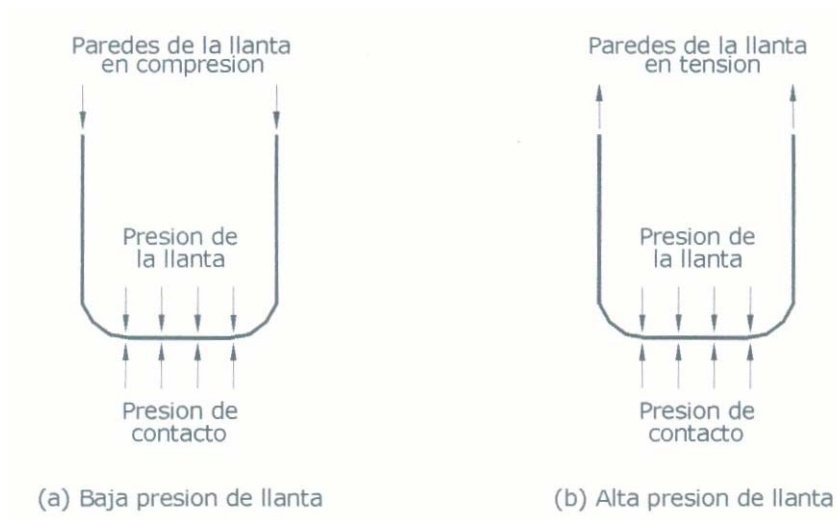


Figura 2-2 Relación entre la presión de contacto y la presión de la llanta

2.3. NATURALEZA CICLICA DE LAS CARGAS QUE ACTUAN EN UN PAVIMENTO

El diseño, análisis y evaluación estructural de los pavimentos rígidos, comúnmente, se basan en el análisis de la teoría elástica multicapas, tomando en cuenta las propiedades de los materiales. Los procedimientos de diseño de las estructuras de estos pavimentos, según Monismith, 1962, se basan en las condiciones cambiantes en la estructura del pavimento ante la sollicitación móvil de los vehículos cargados, estos experimentan esfuerzos: estáticos por sobrecarga y los dinámicos debidos al movimiento vehicular. Otras consideraciones importantes son el desarrollo de nuevos materiales utilizados en la construcción y nuevas configuraciones de pavimentos, métodos racionales. Se basan en las propiedades mecánicas fundamentales de las capas del pavimento. (Zaman et al., 1994)Ref 2-1, en el análisis, se calculan esfuerzos y deformaciones en lugares críticos, como resultado de las aplicaciones de carga originadas por las ruedas cargadas. Los materiales que

constituyen los pavimentos, incluyen las terracerías y el terreno de cimentación, sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes transmitidas por el tránsito vehicular. Un elemento de pavimento estaría sujeto a pulsos de carga que involucran componentes de esfuerzos, normales y cortantes que cambian con el tiempo conforme la carga avanza como se indica en la figura cuando la carga se mueve a velocidad constante.

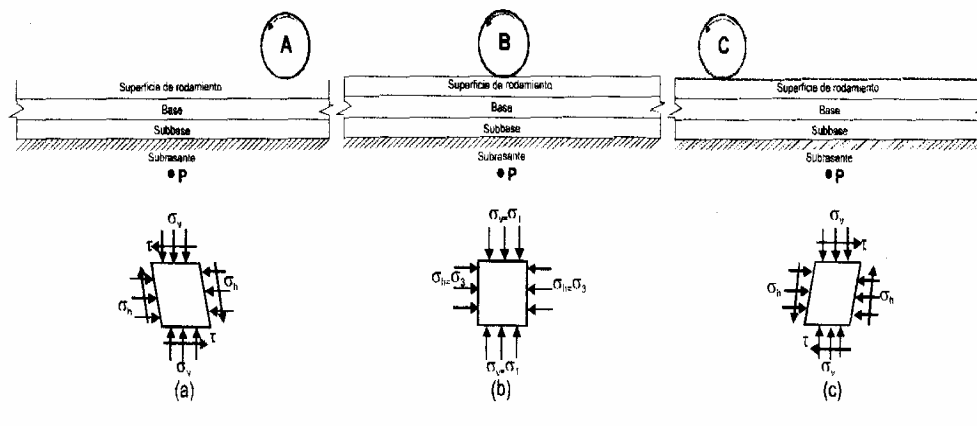


Figura 2-3. Estados de esfuerzos en la subrasante.

Así, en un estado de esfuerzos experimentado por el punto P, debido a la carga en el punto A, actúan esfuerzos normales y esfuerzos cortantes. Cuando la carga se mueve al punto B, los esfuerzos cortantes son nulos y únicamente actúan los esfuerzos normales. En el punto C, la carga es contraria a la dirección de los esfuerzos originados en el punto A.

El funcionamiento correcto del pavimento depende en gran medida de las propiedades mecánicas de los materiales sometidos a carga. Los suelos que conforman la estructura del pavimento, están sujetos a cargas normales repetidas y a esfuerzos cortantes, cuyas magnitudes con el paso de los vehículos, son las descritas como sigue.

2.3.1. Estado de esfuerzos que producen las cargas en función de la magnitud y tipología

Los neumáticos de los vehículos se apoyan sobre el pavimento produciendo una huella, según cada neumático, presión de inflado, carga por rueda, velocidad y estado de la superficie. Su movimiento, produce solicitaciones distintas que las verticales, que cuando el vehículo está detenido o con movimiento uniforme, aparecen esfuerzos horizontales debido al rozamiento y a los cambios de trayectoria, succiones de agua contenida en la sección estructural y esfuerzos verticales de impacto por efectos del movimiento del vehículo y las irregularidades de la carretera. Los esfuerzos horizontales de aceleración y frenado o en curvas de pequeño radio, que se pueden producir en zonas localizadas, influyen también en el estado de esfuerzos y deformaciones del pavimento. Cuando en la superficie de un pavimento se originan esfuerzos tangenciales, éstos deben ser resistidos por los 8cm a 10 cm superiores de la estructura del pavimento, pero generalmente no afectan a las capas inferiores. Por ello, la forma práctica con la que se resuelven estos problemas, es proyectando capas de rodamiento cuya resistencia al esfuerzo cortante sea suficientemente alta, para garantizar que no se produzcan rupturas o deformaciones por cizallamiento. Los efectos dinámicos de los vehículos en movimiento se transforman en impactos y vibraciones en los que intervienen el estado superficial del pavimento y su estructura, y el tipo de suspensión del vehículo. En la Figura 2-4a se muestra cómo, cuando la rueda cargada avanza se producen pulsaciones de los esfuerzos verticales y horizontales, que son acompañados de una doble pulsación del esfuerzo cortante con una señal contraria en el plano horizontal y vertical; aquí, también se muestra la relación entre estos esfuerzos y el tiempo. Se observa, que a medida que el vehículo se va acercando al punto P (Figura 2-3), el esfuerzo cortante se incrementa hasta llegar a un máximo para luego decrecer hasta un valor de cero (en el momento en que el esfuerzo vertical es el máximo); luego se incrementa nuevamente

(pero ahora con signo contrario) hasta lograr un máximo negativo, para después decrecer y llegar a un cero; describiendo la variación senoidal semejante a una oscilación completa de una onda periódica.

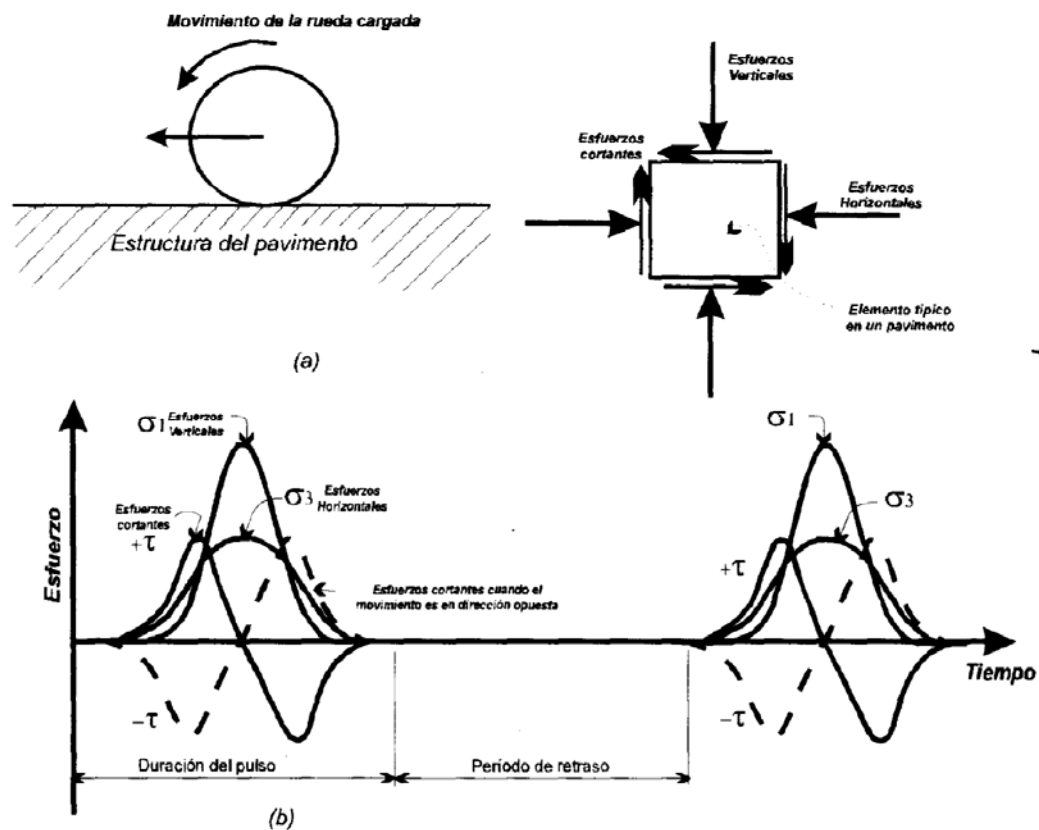


Figura 2-4. Esfuerzos que produce la rueda.

La Figura 2-4b, correspondiente al desarrollo de los esfuerzos verticales, horizontales y cortantes en un elemento del suelo, originados por la aplicación de las cargas impuestas por el tránsito. El estado de esfuerzos descrito se presenta en forma repetida cuando el paso de los vehículos se hace constante; este proceso depende más de la acumulación de los ejes equivalentes. El exceso de carga en el número de ejes cargados, en cualquier obra vial, representa el nivel de ocupación.

2.4. VOLÚMENES DE TRANSITO

Los volúmenes de tránsito representan el movimiento vehicular sobre puntos o secciones específicas dentro de un sistema vial. Estos datos se expresan con respecto al tiempo, de lo cual depende la calidad del servicio a los usuarios. Volumen de tránsito, es número de vehículos que pasan por un punto o sección transversal dados, de un carril o de una calzada, durante un periodo determinado y se expresa como:

$$Q = \frac{N}{T} \quad \text{Ec.2.1}$$

donde:

Q: Vehículos que pasan por unidad de tiempo (Vehículos / periodo).

N: Número total de vehículos que pasan (vehículos)

T: Período determinado (unidades de tiempo)

2.4.1 Volúmenes de tránsito absolutos o totales.

Es el número total de vehículos que pasan durante el lapso de tiempo determinado, dependiendo de la duración, se tienen los siguientes volúmenes de tránsito totales o absolutos:

- Tránsito anual (TA). Es el número total de vehículos que pasandurante un año, en este caso $T = 1$ año.

- Tránsito mensual (TM). Es el número total de vehículos que pasan durante un mes, en este caso $T = 1$ mes.

- Tránsito semanal (TS). Es el número total de vehículos que pasan durante una semana, en este caso $T = 1$ semana.
- Tránsito diario (TD). Es el número total de vehículos que pasan durante un día, en este caso $T = 1$ día.
- Tránsito horario (TH). Es el número total de vehículos que pasan durante una hora, en este caso $T = 1$ hora.
- Tasa de flujo ó flujo (q). Es el número total de vehículos que pasan durante un período inferior a una hora, en esta caso $T < 1$ hora.

2.4.2. Volúmenes de tránsito promedio diarios.

Volumen de tránsito promedio diario (TPD). Es el número total de vehículos que pasan durante un periodo dado (en días completos) igual o menor que un año y mayor que un día, dividido entre el número de días del periodo. De acuerdo con el número de días de este período, se presentan los siguientes volúmenes de tránsitos promedio diarios, dados en vehículos por día:

- Tránsito promedio diario anual (TPDA)

$$TPDA = TA / 365 \quad (\text{Ec.2.2})$$

- Tránsito promedio diario mensual (TPDM)

$$TPDM = TM / 30 \quad (\text{Ec.2.3})$$

- Tránsito promedio diario semanal (TPDS)

$$TPDM = TS / 7 \quad (\text{Ec.2.4})$$

2.4.3. Características de los volúmenes de tránsito

Los volúmenes de tránsito siempre deben ser considerados dinámicos, por lo que solamente son precisos para el periodo de duración de los aforos. Sin embargo, debido a que sus variaciones son generalmente rítmicas y repetitivas, es importante tener un conocimiento de sus características, para así programar aforos, relacionar volúmenes en un tiempo y lugar con volúmenes de otro tiempo y lugar, y prever con la debida anticipación la actuación de las fuerzas dedicadas al control del tránsito y labor preventiva, así como las de conservación. En la planeación y operación de la circulación vehicular, es relevante conocer las variaciones periódicas de los volúmenes de tránsito dentro de las horas de máxima demanda, en las horas de día, en los días de la semana y en los meses del año. Así mismo, las variaciones de los volúmenes de tránsito en función de su distribución por carriles, su distribución direccional y su composición.

Distribución y composición del volumen de tránsito. La distribución de los volúmenes de tránsito por carriles debe ser considerada, en el proyecto y en la operación de calles y carreteras. Tratándose de tres o más carriles de operación en un sentido, el flujo se asemeja a una corriente hidráulica. Así, al medir los volúmenes de tránsito por carril, en zona urbana, la mayor velocidad y capacidad, generalmente se logran en el carril del medio; las fricciones laterales, como paradas de autobuses y taxis y las vueltas izquierdas y derechas causan un flujo más lento en los carriles extremos, llevando el menor volumen el carril cercano a la acera. En carretera, a volúmenes bajos y medios suele ocurrir lo contrario, por lo que se reserva el carril cerca de la faja separadora central para vehículos más rápidos y para rebases, y se presentan mayores volúmenes en el carril inmediato al acotamiento. En autopistas de tres carriles con altos volúmenes de tránsito, rurales o urbanas, por lo general, hay mayores volúmenes en el carril inmediato a la faja separadora central. En

cuanto a la distribución direccional, en las calles que comunican el centro de la ciudad con su la periferia, el fenómeno común que se presenta en el flujo de tránsito es de volúmenes máximos hacia el centro en la mañana y hacia la periferia en las tardes y noches. Es una situación semejante al flujo y reflujo que se presenta los fines de semana cuando los vacacionistas salen de la ciudad el viernes y sábado y regresan domingo por la tarde. Este fenómeno se presenta especialmente en arterias del tipo radial. En cambio, ciertas arterias urbanas que comunican centros de gravedad importantes, no registran variaciones direccionales muy marcadas en los volúmenes de tránsito. Un ejemplo de éstos el caso del Anillo Periférico de la Ciudad de México, en su tramo entre el Viaducto y Naucalpan, la distribución direccional es bastante equilibrada, en las horas de máxima demanda de la mañana, y en las de la tarde, es decir, no hay mucha diferencia entre los volúmenes en uno u otro sentido.

En los estudios de volúmenes de tránsito, es muy útil conocer la composición y variación de los distintos tipos de vehículos. La composición vehicular se mide en términos de porcentajes sobre el volumen total. Por ejemplo, porcentaje de automóviles, de autobuses y de camiones. Los países más adelantados, con un mayor grado de motorización, los porcentajes de autobuses y camiones en los volúmenes de tránsito son bajos. En cambio, en países con menor grado de desarrollo, el porcentaje de estos vehículos grandes y lentos es mayor. En México, a nivel rural, es muy común encontrar porcentajes típicos o medios del orden de 60% automóviles, 10% autobuses y 30% camiones, con variaciones de $\pm 10\%$, dependiendo del tipo de carretera, la hora del día y el día de la semana.

Variación diaria del volumen de tránsito. Se han estudiado cuáles son los días de la semana que llevan los volúmenes normales de tránsito. Así, para carreteras principales, de lunes a viernes los volúmenes son muy estables los máximos, generalmente se registran durante el fin de semana, ya sea el sábado

o el domingo, debido a que durante estos días la circulación por estas carreteras hace alta la demanda de usuarios de tipo turístico y recreacional. En carreteras secundarias de tipo agrícola, los máximos-volúmenes se presentan entre semana. En las calles de la ciudad, la variación de los volúmenes de tránsito diario no es muy pronunciada entre semana, esto es, que están más o menos distribuidos en los días laborales, sin embargo, los más altos volúmenes ocurren el viernes. También, variación diaria de los volúmenes de tránsito a nivel urbano rural, estos son máximos en días de eventos especiales como Semana Santa, Navidad, fin de año, competencias deportivas nacionales e internacionales, etc.

2.4.4. Volúmenes de tránsito a futuro.

Relación entre los volúmenes de tránsito promedio diario, anual y semanal. Si se toma la localidad de una población en espacio y tiempo (universo) para obtener el tránsito promedio diario anual, TPDA, es necesario disponer del número total de vehículos que pasan durante el año por el punto de referencia, mediante aforos continuos a lo largo de todo el año, ya sea en periodos horarios, diarios, semanales o mensuales. Muchas veces esta información anual es difícil obtener, al menos en todas las vialidades, por los costos que ello implica, sin embargo, se pueden obtener datos en las casetas de cobro para las carreteras de cuota y mediante contadores automáticos instalados en estaciones maestras de la gran mayoría de las carreteras de la red vial primaria de la nación. En estos casos, tomando muestras de los datos sujetas a las mismas técnicas de análisis, permiten generalizar tendencias de volúmenes de tránsito generados por la población. No obstante, antes de que los resultados se puedan generalizar, se debe analizar la variabilidad de la muestra para así estar seguros, con cierto grado de confiabilidad, que ésta se puede aplicar a otro número de casos no incluidos, y que forman parte de las características de la población. Por lo anterior, en el análisis de volúmenes de tránsito, la media

poblacional o tránsito promedio diario anual, TPDA, se estima con base en la media muestral o tránsito promedio diario semanal, TPDS, según la siguiente expresión:

$$TPDA = TPDS \pm A \quad (\text{Ec.2.5})$$

donde:

A: Máxima diferencia entre el TPDA y el TPDS.

El valor de A, sumado o restado del TPDS, define el intervalo de confianza dentro del cual se encuentra el TPDA. Para un determinado nivel de confianza, el valor de A es:

$$A = KE \quad (\text{Ec.2.6})$$

donde:

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

E: error estándar de la media

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

$$E = \sigma' \quad (\text{Ec.2.7})$$

donde:

σ' = estimador de la desviación estándar poblacional (σ)

$$\sigma' = \frac{S}{(n)^{1/2}} \left(\frac{(N-n)}{(N-1)} \right)^{1/2} \quad (\text{Ec.2.8})$$

donde:

S: Desviación estándar de la distribución de los volúmenes de tránsito ó desviación estándar muestral.

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

N: Tamaño de la población en número de días del año.

La desviación estándar muestral, S, se calcula como:

$$S = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (Td_i - TPDS)^2}{n-1} \right)^{1/2} \quad (\text{Ec.2.9})$$

donde:

TD1: Volumen de tránsito del día i.

Finalmente la relación entre los volúmenes de tránsito promedio diario anual y semanal es:

$$TPDA=TPDS \pm A \quad (\text{Ec.2.10})$$

$$TPDA = TPDS \pm K E \quad (\text{Ec.2.11})$$

$$PDA=TPDS \pm K \sigma' \quad (\text{Ec.2.12})$$

El Pronóstico del volumen de tránsito futuro (Tfp), por ejemplo el TPDA del año de proyecto, en el mejoramiento de una carretera existente o en la construcción de una nueva carretera, deberá basarse no solamente en los volúmenes normales actuales, (Tb=TE) sino también en los incrementos(ΔTp) del tránsito que se espera utilicen la nueva carretera, o sea, $Tfp= Tb + \Delta Tp$.

2.4.5. Tránsito actual.

El tránsito actual (TA), es el volumen de tránsito que usará la carretera mejorada, o la nueva carretera, en el momento de quedar completamente en servicio. En el mejoramiento de una carretera existente, el tránsito actual se compone del tránsito existente (TE), antes de la mejora, más el tránsito atraído (TA_t) a ella, de otras carreteras, una vez finalizada su reconstrucción total. En el

caso de la apertura de una nueva carretera, el tránsito actual se compone completamente del tránsito atraído.

El tránsito actual (TA), se puede establecer, a partir de aforos vehiculares sobre las vialidades de la región que influyan en la nueva carretera, estudios de origen y destino, o utilizando parámetros socioeconómicos que se identifiquen plenamente con la economía de la zona. En áreas rurales, cuando no se dispone de estudios de origen y destino, ni datos de tipo económico, para estudios preliminares, es suficiente utilizar series históricas de aforos vehiculares, en términos de los volúmenes de tránsito promedio diario anual (TPDA), representativos de cada año. De esta manera, el tránsito actual (TA) se expresa como:

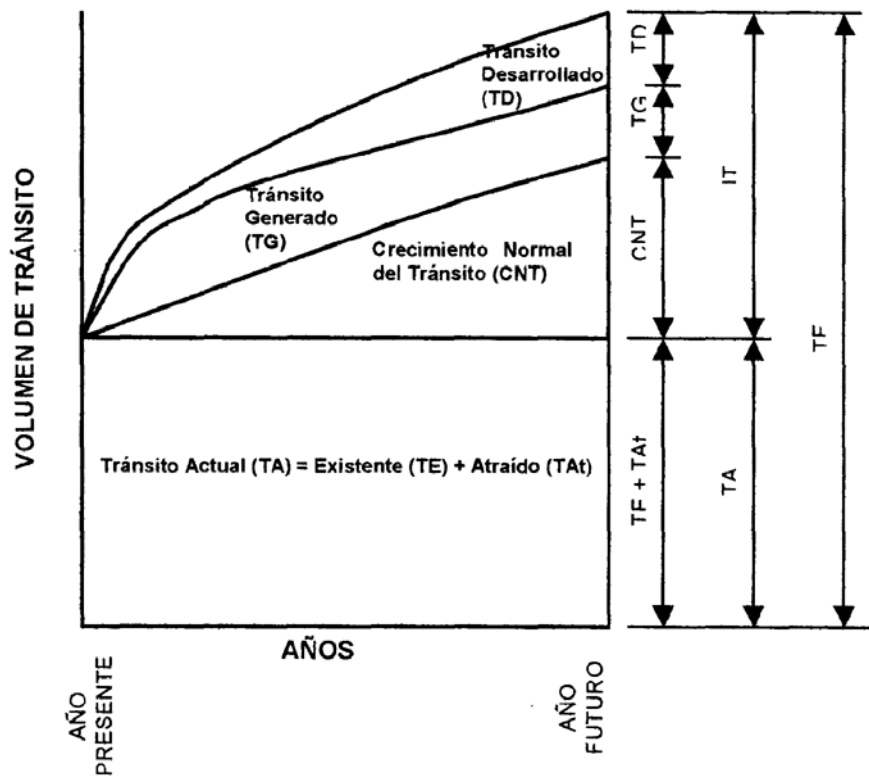
$$TA = TE + TAt \quad (\text{Ec.2.13})$$

Para la estimar el tránsito atraído (TAt), se debe tener conocimiento completo de las condiciones locales, de los orígenes y destinos vehiculares y del grado de atracción de todas las vialidades comprendidas. A su vez, la cantidad de tránsito atraído depende de la capacidad y de los volúmenes de las carreteras existentes, por ejemplo, si hay saturación o congestión, la atracción será mucho más grande. Los usuarios, componentes del tránsito atraído a una nueva carretera, no cambian ni su origen, ni su destino, ni su modo de viaje, pero la eligen motivados por una mejora en los tiempos de recorrido, en la distancia, en las características geométricas, en la comodidad y en la seguridad. Como no se cambia su modo de viaje, a este volumen de tránsito también se le denomina tránsito desviado.

2.4.6. Tránsito a futuro.

Los volúmenes de tránsito futuro (TF), para efectos de proyecto se derivan a partir del tránsito actual (TA) y del incremento del tránsito (IT), esperado al final del periodo o año meta seleccionado, se expresa así:

$$TF = TA + IT \quad (\text{Ec.2.14})$$



La figura 2-5 presenta gráficamente los componentes del volumen de tránsito futuro.

2.4.7. Aforos que se realizan para determinar el número de vehículos

Los aforos se toman para registrar el número de vehículos o peatones que pasan por un punto, entran a una intersección o usan parte de un camino; como un carril, un paso de peatones o una acera. Esos aforos son muestras de los volúmenes actuales, cuyo período de la muestra puede variar entre unos cuantos minutos y una semana o más. Las estaciones de aforo permanente registran los datos en cada una de las horas del año y representan una muestra del volumen vehicular anual para el camino donde están instaladas. Existen dos métodos básicos de aforo, el mecánico (registro automático) y el manual.

Aforo automático. Para registrar datos en contadores automáticos se instalan en lugares específicos y en períodos de un día a una semana. Están diseñados para registrar los volúmenes de tránsito de manera continua y permanente. Requiere más de 12 horas de datos continuos del mismo lugar. Este tipo de aforo tiene gran aplicación en aquellos casos en donde sólo sea necesario un simple conteo del número de vehículos (sin separar el tipo de vehículos, la dirección, los movimientos direccionales en intersecciones, peatones, uso de carril, etc.). Sin embargo, la mayoría de los aforos automáticos son obtenidos y utilizados para determinar: la variación horaria (en particular la selección de horas de máxima demanda), variaciones periódicas o diarias, así como de las tendencias de crecimiento y estimar el tránsito anual (empleado en los cálculos y diseño estructural de los pavimentos).

Aforos manuales. Aforadores, recopilan datos en lugares específicos.

1. Clasificación vehicular (camiones por tamaño, peso, número de ejes, etc., autobuses, automóviles, motocicletas, bicicletas).

2. Movimientos direccionales en una intersección o en una entrada.
3. Dirección del recorrido.
4. Procedencia de los vehículos por medio de las placas.
5. Movimientos peatonales en los pasos de peatones y en las aceras, y, o clasificación por edad (escolar o adulto).
6. Uso de carril y/o longitud de colas.
7. Número de pasajeros por vehículo (ocupancia).
8. Obediencia a los dispositivos para el control del tránsito.

Procedimientos de campo para el aforo manual. En su forma más simple el aforo manual requiere de una persona con un lápiz, anotando rayas en una hoja de campo. En intersecciones con bajo volumen, todos los movimientos incluyendo la clasificación vehicular pueden ser anotados por una sola persona, utilizando una hoja de campo como la mostrada en la anexo2-1. Tales estudios pueden incluir los cruces de los peatones con escaso volumen, pueden registrarse otros datos tales como: las violaciones a los dispositivos para el control del tránsito.

Ampliación del aforo.

La gran mayoría de los aforos se toman en periodos de 15 ó 30 min y se resumen en intervalos de una hora; sin embargo, pueden efectuarse muestreos cortos con intervalos de 5, 10 o 20 min en lugares específicos, permitiendo al aforador trasladarse a otra intersección. Estos aforos se amplían a una hora mediante el factor apropiado (4, en el caso de 15 min, etc.), y proporcionan

buenos resultados en calles cuyo volumen de tránsito exceda los 2000 vehículos por día.

Los aforos cortos pueden ampliarse mediante la utilización de una estación de “control”. En los casos en que requieren varios aforos para una área. dada, se escoge un lugar central representativo del flujo del tránsito del área. Este lugar, servirá de base general para verificar la ocurrencia del tránsito y deberá aforarse en intervalos de 10 min, de manera continua, durante el período del muestreo. El “multiplicador” de la estación de control se calcula para cada periodo muestreado, en los otros lugares.

Por ejemplo, si una intersección fue muestreada de las 17:10 a 17:20 horas, el foro de la estación de control durante este mismo periodo, se divide entre el volumen de su hora de máxima demanda. Por ejemplo el aforo de la estación central es de 55 vehículos entrando a la intersección entre las 17:10 y las 17:20 horas. Si durante la hora de máxima demanda, el movimiento fuera de 550 vehículos en la estación de control, la división de este último entre el anterior, dará un factor multiplicador de 10.0. Si el aforo muestreado en alguna otra intersección fuera de 40 vehículos de 17:10 a 17:20, entonces el resultado del aforo anterior sería ampliado por un factor de 10.0; o sea que se tendría un valor estimado de 400 vehículos para la misma hora de máxima demanda de la estación central.

Todos los aforos son muestreos. Del muestreo de 10 min hecho citado; uno de una hora, un día, o un año, también serán muestreos del total del flujo a largo plazo. Aún, las estaciones permanentes de aforo, realmente muestrean lugares específicos, a lo largo de unas cuantas rutas, de las muchas que existen en una área dada.

Aforos en intersecciones.

Los requerimientos y tipo de dispositivos para el control, la programación de los semáforos, los elementos básicos para proyectos de reconstrucción y otras mejoras, tales, como: cambios en las marcas sobre el pavimento, requieren información detallada de los movimientos direccionales en las intersecciones. Con frecuencia se requieren también, datos relacionados con la composición vehicular y peatonal como complemento de los aforos.

Este tipo de información puede recopilarse mejor con aforos manuales, que deberán tomarse en todos los lugares en que sea necesario. En una ciudad, un programa de aforos proporciona, por lo menos información sobre los movimientos direccionales y la composición vehicular (automóviles, camiones y autobuses), en todas las intersecciones importantes. Son necesarios, como mínimo, aforos a cada 3 ó 5 años en las horas de máxima demanda de la mañana (a.m.) y de la tarde (p.m.), para evaluar los accidentes, verificar la capacidad y la operación de las intersecciones, incluyendo las necesidades de programación de las fases de los semáforos.

También, se toman aforos de los movimientos direccionales, en los accesos de los principales generadores de tránsito, con el fin de obtener información necesaria para carriles especiales de movimientos direccionales, así como para proyectar su longitud adecuada.

Aforos continuos

Las estaciones permanentes de aforo se han venido utilizando desde mediados de 1930, como parte de los estudios de planeación de carreteras y posteriormente se instalaron, para observar la operación de las autopistas urbanas. Los aforos continuos han proporcionado información valiosa en relación con los patrones horarios, diarios, periódicos o anuales del tránsito. El

tránsito, tiende a tener variaciones cíclicas predecibles; por lo que a través de una clasificación adecuada de la vialidad y de los aforos, es posible establecer el patrón básico del tránsito para cada tipo de camino.

El anexo 2-4 representa un patrón mensual que relaciona el promedio diario mensual con el promedio diario anual..

Por ejemplo, el flujo durante los meses del verano en una ruta recreativa, pudiera ser varias veces mayor que el volumen promedio diario anual; sin embargo, una vía urbana pudiera tener variaciones de sólo el 10% del tránsito promedio diario anual. Los patrones diarios y horarios también reflejan el carácter y uso de las vías. Así, las carreteras rurales y recreativas tienden a captar mayores volúmenes de tránsito, durante los fines de semana, que las calles urbanas. Las vías radiales y periféricas de una ciudad, tienden a reflejar períodos horarios de máxima agudos, mientras que las calles del centro, de alto volumen, tendrían una distribución horaria relativamente plana. Por lo tanto, es importante seleccionar las estaciones permanentes de aforo, para que muestren los diferentes patrones reflejados por el uso y carácter del camino.

2.4.8. Variación del tránsito según tipo de ruta.

Existen diferentes volúmenes de tránsito. Naturalmente, esto depende del camino o del tramo de camino. Hay rutas de tipo turístico, del tipo agrícola, del tipo comercial. En fin, la variación de los volúmenes depende del tipo de la ruta, según las actividades que prevalezcan en ella.

En zonas agrícolas, las variaciones horarias dentro de la época de cosecha son extraordinarias; puede ser que en ciertas horas de la noche no haya absolutamente ningún vehículo, sin embargo, a ciertas horas del día hay tal cantidad de vehículos que saturan una carretera de dos carriles. En el caso de una carretera de tipo turístico, durante los días entre semana habrá un tránsito

normal, pero los sábados y domingos puede llegar a volúmenes extraordinarios. De esa cantidad extraordinaria hay varias horas del día en que es mucho mayor que lo normal, por ejemplo: desde el sábado, de las 8 de la mañana a las 8 a.m. 11a.m. 12m 18 p.m, el volumen horario es muy grande; el sábado en la tarde baja; en la noche es bastante pequeño y el domingo en la mañana, mediano. En cambio, el domingo en la tarde se eleva otra vez al máximo, ocurriendo largas filas de automóviles, uno tras otro. Son variaciones horarias que ocurren en cualquier parte del mundo, pero que se pueden prever mediante los estudios necesarios. En las ciudades hay una variación típica, de la siguiente manera: la madrugada empieza con bajo volumen de vehículos, el cual empieza a aumentar grandemente hasta alcanzar cifras máximas entre las 8 am y las 10 am. horas. De las 10 a las 13 horas, vuelve a bajar y empieza a ascender para llegar a otro máximo entre las 14 y 15 horas. Vuelve, una vez más a disminuir entre 14 y las 18 horas, en que asciende otra vez para alcanzar un tercer valor máximo entre las 18 y 20 horas.' De esa-hora tiende a bajar al mínimo en la madrugada.

Se ha estudiado, cuáles son los días de la semana que llevan los volúmenes normales de tránsito. Los máximos, generalmente se registran, en caminos de tipo turístico, los sábados y domingos. En el camino de tipo comercial o agrícola, entre semana. En las calles de la ciudad, entre semana, más o menos distribuidos en los días laborables, etc.

Dentro de la variación anual hay meses que llevan mayores volúmenes que otros. Coinciden esos meses precisamente con vacaciones. En México hay variaciones -mensuales notables. Los mayores volúmenes de tránsito se registran en Semana Santa y fin de año, y coinciden también con el mayor número de accidentes.

Los estudios de volúmenes de tránsito y su variación, permiten a las autoridades prever con tiempo la actuación de las fuerzas dedicadas al control del tránsito y labor preventiva, así como las de conservación. Si en Semana Santa se va a tener el mayor número de accidentes de tránsito, se hacen campañas preventivas para actuar antes y durante esa semana. Los trabajos de reparación normal en los caminos, que pueden resultar estorbosos o peligrosos.

Los recuentos de volúmenes de tránsito pueden realizarse de diversas formas, con aparatos de diversa índole, eléctricos que mediante detectores registran el paso de cada vehículo en un punto dado de un camino o calle. En algunos casos, el registro lo realiza en una cinta, donde se imprime un número acumulativo de vehículos, o en una cinta perforada, para su utilización posterior en una computadora. También, hay registros gráficos de diversos tipos, y detectores de presión, de tubo neumático, magnético, de radar, ultrasónico, fotoeléctrico y de rayos infrarrojos.

Los estudios se pueden realizar por períodos cortos o bien en forma permanente. Por lo general, se realizan ambos tipos de estudios obteniendo la correlación entre ellos. Para conocer el movimiento de vehículos de y hacia cierta zona urbana se lleva a cabo el estudio denominado “Recuento en Cordón”. Equivale a rodear la zona con estaciones de recuento, donde se registran las entradas y salidas de vehículos.

Otro método de estudio es el del “Automóvil en Movimiento”. Consiste en conducir un automóvil dentro de la corriente de tránsito, registrando los vehículos tanto en el sentido opuesto como en el sentido en que este viaja. En este caso, se debe anotar los vehículos que lo rebasan y a los que son rebasados. El tramo en estudio debe ser recorrido varias veces, recomendando que la duración del estudio sea de 20 minutos por cada km, en las calles principales y de 6 minutos por cada km, en las calles secundarias.

2.5. VELOCIDAD DE PUNTO

La calidad del viaje se asocia, con la velocidad y el tiempo de recorrido de ciertas distancias. Asimismo, la velocidad con la economía, seguridad, tiempo y servicio (comodidad y conveniencia), tanto para los conductores y pasajeros.

La velocidad, es la relación de movimiento del tránsito, o de vehículos específicos, se expresa, generalmente, en kilómetros por hora o millas por hora. La medida de la velocidad promedio, es la velocidad media con base en el tiempo o velocidad media de punto, esta, es el valor central de un grupo de velocidades vehiculares instantáneas, medidas en un lugar dado, de una vía. Otra expresión de velocidad promedio es la velocidad media, con base en la distancia o, velocidad de recorrido, tiempos de recorrido y demoras.

Ubicación del estudio. Los estudios de velocidad de punto se efectúan en lugares especiales o generales. Las ubicaciones generales se seleccionan para estudios de tendencias o investigación de datos básicos del tránsito. En las carreteras, los estudios de tendencias se hacen en tramos rectos, a nivel y que no estén cerca de intersecciones o accesos. En las calles urbanas las ubicaciones a media cuadra son las más adecuadas, siempre que no existan entradas y salidas de estacionamiento, que influyan en el flujo vehicular. Las ubicaciones especiales se eligen para establecer límites de velocidad de tramos específicos de calles o carreteras; para evaluar mejoras en el tránsito y para estudiar lugares de accidentes. Además, los estudios de velocidad de punto se realizan en lugares especiales, para estudios de investigación o para evaluar las relaciones entre la velocidad y los diversos factores que influyen en la velocidad de punto, estos factores, por lo general, incluyen al conductor, al vehículo, al camino, al tránsito y las condiciones atmosféricas.

Para obtener una estimación imparcial y precisa de las velocidades de punto en un lugar específico, deben observarse los aspectos siguientes:

1. El equipo debe estar oculto a los conductores que se acercan.
2. El investigador que tuviera necesidad de observar los vehículos que se aproximan, debe ser lo menos llamativo que sea posible.
3. Deben evitarse los curiosos.
4. Deben medirse un número adecuado de velocidades de los vehículos.

Hora de estudio. La hora para hacer un estudio de velocidad de punto dependerá del objetivo del mismo. Un estudio general para establecer límites de velocidad, para obtener datos básicos o revisar tendencias, deberá llevarse a cabo durante uno de los tres períodos siguientes fuera de las horas de máxima demanda: 10:00 am a 12:00m; 15:30pm a 17:30pm ; 20:00pm a22:00pm. Para condiciones de bajos volúmenes, pueden requerirse observaciones de velocidad por más de un día, para obtener el tamaño necesario de la muestra. Si los resultados son para comparar tendencias, características o estudios de “antes y después”; entonces deben existir condiciones similares a las horas de la recopilación de datos.

Los estudios de velocidad de punto. Se efectúan en condiciones normales atmosféricas y del tránsito. Observaciones en malas condiciones atmosféricas, se toman únicamente cuando se desea obtener características de la velocidad bajo tal situación. Con personal y equipo; los datos de velocidad pueden recopilarse por métodos manuales o automáticos. El método depende del equipo disponible. En el método manual, la velocidad de un vehículo se determina por el tiempo en que recorre una distancia prefijada. Este procedimiento requiere de un cronómetro, una cinta de 20min o 30 min y

material para marcar en el pavimento. Con el método automático, se emplean dispositivos eléctricos y/o mecánicos, para medir las velocidades de los vehículos al pasar. El radar es el dispositivo automático, comúnmente empleado, para medir velocidades de punto. Un estudio especial de velocidad de punto, se efectúa para determinar la velocidad máxima a la cual puede tomarse cómodamente una curva horizontal. El equipo incluye un conductor y un vehículo de prueba con este indicador de pendiente. En la mayoría de las situaciones de tránsito, el conductor puede leer tanto el velocímetro como el indicador de pendiente mientras efectúa cada recorrido. Otro tipo de estudio relacionado con esta velocidad, se refiere a la verificación de velocidades máximas de seguridad en los accesos a las intersecciones. Este trabajo se simplifica con el uso de un tablero con ángulos visuales. Los detalles, incluyendo plantillas y formas de cálculo se describen posteriormente.

Tamaño necesario de la muestra. Un buen estudio de velocidad de punto requiere de un tamaño adecuado de la muestra, para satisfacer consideraciones estadísticas. La siguiente ecuación puede ser usada para calcular el número de velocidades que deben medirse:

$$N = \left(\frac{SK}{E} \right)^2 \quad (\text{Ec.2.15})$$

donde:

N: tamaño mínimo de muestra

.s: desviación normal de la muestra (km/h o mi/h)

K: constante correspondiente al nivel de confiabilidad deseado

E: error permitido en la estimación de la velocidad de punto (km/h o mi/h)

El uso de la constante K, depende del nivel de confiabilidad de la velocidad media valida estimada. Con frecuencia se utiliza el valor 2.00 para 95.5 por ciento de confiabilidad. Si se desea garantizar un nivel de confiabilidad mayor; entonces el valor de 3.00 establece un nivel del 99.7 por ciento.. El error “E” permitido, en la estimación de la velocidad de punto, depende de la precisión requerida en la estimación de su valor medio. Esta medida es una tolerancia absoluta; es decir, el error permitido se establece con un valor normalizado estadísticamente con la desviación Standard de la media , probabilísticamente en un nivel de confianza su ocurrencia futura. Así, el error permitido puede fluctuar por ejemplo de ± 8.0 km/h (± 5.0 mi/h) a ± 1.5 km/h (± 1.0 mi/h) o menos aún. El resultado de la ecuación 2.19 proporciona el número mínimo de observaciones de velocidades de punto, para obtener el grado de precisión estadística deseado. Sin embargo, en ningún caso, deben medirse menos de 30 velocidades de vehículos diferentes. Si el interés estadístico es algún valor distinto de la velocidad media, tal como el 85 porcentual; entonces la fórmula 2.20, es la adecuada, para determinar el tamaño necesario de la muestra.

$$N = \frac{S^2 K^2 (2 + U^2)}{2 E^2} \quad (\text{Ec.2.16})$$

donde

N: tamaño mínimo de la muestra

S: desviación normal estimada de la muestra (km/li o mi/h)

K: constante correspondiente al nivel de confiabilidad deseado

E: error permitido en la estimación de la velocidad (km/h o mi/h)

U: constante correspondiente a la velocidad estadística deseada para velocidad media, use 0.00 para el 15 o el 85 porcentual, use 1.04 para el 5 o el 95 porcentual, use 1.64

Método manual. Para empezar, se mide una longitud determinada, en el lugar del estudio. Es decir, la constante correspondiente a la longitud seleccionada se divide entre el tiempo que un vehículo tarda en recorrerla, a fin de obtener la velocidad de punto del vehículo observado. Una longitud de recorrido de 40 m (147 pies) es conveniente para estudios en áreas urbanas y para este caso la constante es 144 (100). De cualquier manera, la longitud de recorrido debe ser tal que el mínimo de tiempo de recorrido no sea menor de 1.5 seg y los promedios de velocidad sean cronometrados en el rango de 2.0 a 2.5 seg.

Un plano típico del estudio de velocidad de punto se ilustra en la figura 2-6. El tramo medido principia en un punto indicado por una marca transversal hecha en el pavimento. El investigador se sitúa al final del tramo medido y emplea una marca de objeto de referencia, directamente a través de la calzada, como auxiliar en la operación del cronometraje. Se debe tener cuidado en la selección y definición del tramo medido, a fin de que el investigador pueda observar claramente las líneas o marcas de referencia.

Si el investigador puede situarse a cierta altura por encima del tramo en estudio; por ejemplo, en un puente o talud, entonces, se mejora la observación de una parte predeterminada del vehículo, tal como las ruedas delanteras. Por otra parte, a medida que las marcas de referencia se hacen más visibles, aumenta la distracción de los conductores que se aproximan.

En el momento en que las ruedas delanteras (u otra parte) del vehículo, cruzan la marca inicial del tramo medido, el investigador acciona el cronómetro, el cual

se detiene en el instante en que el vehículo pasa frente al investigador. Se anota una raya en el renglón correspondiente de la hoja de campo, de acuerdo con el tiempo registrado. Un ejemplo de la hoja de campo para dos longitudes diferentes de recorrido, se presenta en la anexo 2-6 Cuenta además, con una columna en blanco, para permitir la correlación del tiempo con la velocidad, para un tramo de recorrido que sea distinto a los dos indicados.

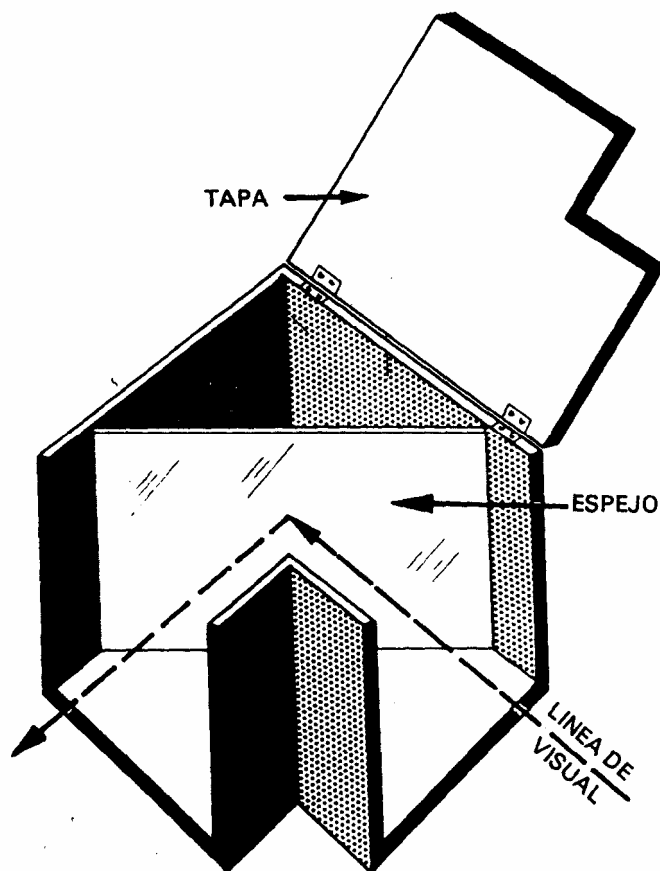


Figura 2-6. Enoscopio.

La siguiente ecuación se emplea para determinar la columna de velocidad para cualquier longitud de recorrido que se elija:

$$V = 3.60D/T \text{ (Sistema métrico)} \quad (\text{Ec.2.17})$$

$$V=D/1.47T \text{ (Sistema inglés)} \quad (\text{Ec.2.18})$$

donde:

V: velocidad de punto (km/h o mi/h)

D: longitud del recorrido (m o pies)

T: tiempo transcurrido (seg)

El observador deberá indicar la columna apropiada para la longitud seleccionada del recorrido. Emplear una hoja de campo o una columna diferente para cada dirección de recorrido.

La hoja de campo, está dividida de acuerdo con la clasificación vehicular en: automóviles, camiones y autobuses. Esta distinción, puede ser importante, para el análisis de lugares de alto índice de accidentes; en la consideración de medidas específicas de vigilancia policíaca y en la aplicación de dispositivos para el control del tránsito. Sin embargo, la columna del total, permite la suma de velocidades, para todos los vehículos.

El número de automóviles, camiones o autobuses, que transitan a la misma velocidad, se determina sumando horizontalmente el número de rayas registradas. Este sub-total se registra en la columna titulada "No. Veh." para cada categoría de vehículo. La suma del total de automóviles, camiones y autobuses proporciona el total de vehículos que transitan a la misma velocidad. Asimismo, la suma vertical de cualquier tipo de vehículo (automóvil, camión,

autobús o todos los vehículos), es el número total de observaciones para ese tipo en particular

Método automático. Se dispone de varios dispositivos para medir las velocidades instantáneas de los vehículos en un lugar determinado de la vialidad. Prácticamente, todos los estudios de velocidad se hacen, actualmente, con equipo automático. Este equipo puede agruparse en dos categorías: los detectores en el camino y los del principio Doppler (radar). En cualquier caso, los fabricantes de los equipos, proporcionan las instrucciones específicas para su operación.

Los detectores o medidores en el camino, operan con mangueras neumáticas, placas de interruptores o gazas magnéticas, situados sobre o dentro del pavimento. La separación entre los detectores debe ser de 0.60m a 5 metros (2 a 15 pies), para minimizar la oportunidad de que un vehículo que rebase, cierre el circuito del detector, durante una medición de velocidad. Además, la presencia de mangueras sobre el camino, introduce la posibilidad de deformaciones en las observaciones de la velocidad. Los impulsos de estos detectores de vehículos son transmitidos a una grabadora o medidor, que indica el tiempo que transcurre entre los dos detectores que están espaciados a una distancia conocida, o registra la velocidad del vehículo. Si el medidor registra el tiempo transcurrido, entonces, este intervalo de tiempo se convierte a la correspondiente velocidad de punto. La hoja de campo señalada puede utilizarse con cualquier dispositivo automático, anotando las velocidades apropiadas en la columna en blanco.

Los medidores basados en el principio Doppler, utilizan radar o rayos ultrasónicos, que están dirigidos al vehículo en movimiento. La señal reflejada se convierte en una frecuencia, que es proporcional a la velocidad del vehículo. Las velocidades pueden leerse directamente en una carátula o registro digital,

y/o indicadas en un equipo de registro suplementario. La misma hoja de campo mostrada, puede utilizarse para estudios de velocidad de punto que se efectúen con un medidor del principio Doppler, mediante la tabulación adecuada de los valores de la velocidad en la columna en blanco. Una disposición típica, en el campo, se muestra en la figura 2-7, con el uso de un dispositivo automático de medición de la velocidad.

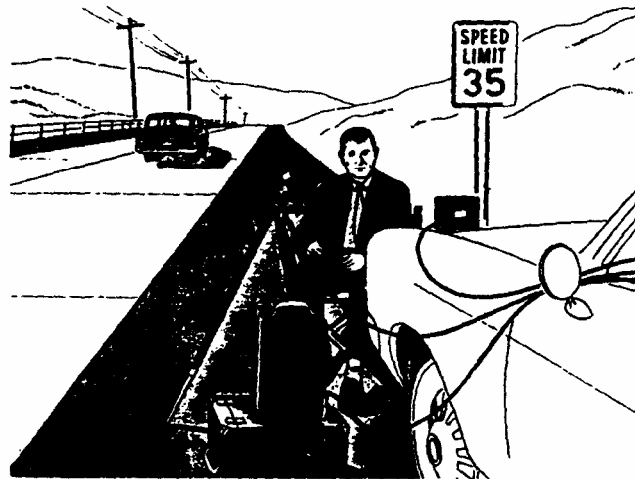


Figura 2-7. Instalación en el campo de un dispositivo automático para medición de velocidades.

Los radármetros se calibran, comúnmente, para medir velocidades a una distancia aproximada de 100 m (300 pies), aunque algunos dispositivos se pueden usar para observar velocidades en un alcance mayor que 1000 m (3000 pies). En cualquier caso, la ubicación del radarmetro, en el campo, seleccionar, en tal forma de minimizar el error del coseno del ángulo entre la trayectoria del vehículo y la línea del aparato al vehículo, al medir la velocidad. El error del coseno se reduce al hacer que este ángulo se aproxime a cero. Esta condición

se logra al minimizar la distancia perpendicular de la trayectoria del vehículo al radarmetro maximizando el alcance al que se efectúan las mediciones de la velocidad. Aun cuando los radarmetros son de uso común, las mismas condiciones, son aplicables, a todos los tipos de medidores del principio Doppler. Las mediciones de velocidad con radar se hacen con todo el equipo montado dentro de un vehículo que se encuentre estacionado a un lado de la corriente del tránsito.

Determinación de la velocidad recomendable

La velocidad máxima, adecuada, en una curva horizontal se determina por medio de un vehículo de prueba. El vehículo está equipado con un indicador de pendiente que se lee junto con el velocímetro a la mitad de la curva horizontal. La velocidad máxima, para un recorrido confortable, se define por una lectura de 10 grados en el indicador de pendiente, que proporciona una medida promedio de la fricción lateral en el vehículo de prueba. Este valor crítico representa el punto de transición en el cual la fuerza centrífuga empieza a causar al conductor, una sensación de incomodidad en la curva.

Antes de iniciar cada recorrido de prueba, el indicador de pendiente se nivela a "cero", cuando el vehículo está en tramo tangente (recta), antes de la curva horizontal. La velocidad de la prueba inicial es generalmente algún valor múltiplo de 10 km/h (5 mi/h), y se selecciona para proporcionar una lectura menor que 10 grados en el indicador de pendiente. Las observaciones posteriores se efectúan para incrementos de 10 km/h hasta que la lectura en el indicador de pendiente exceda los diez grados. No es necesaria una forma especial de datos para registrar la información, pero la hoja típica de campo es el anexo 2-6, puede ser adaptada, usando una columna para valores del velocímetro y otra columna para las lecturas respectivas del indicador de pendiente. La velocidad crítica se determina interpolando linealmente dos

velocidades que están más cercanas a los 10 grados. Con frecuencia se hacen varios recorridos en cada dirección, para verificar la velocidad establecida.

Velocidad crítica de acceso a las intersecciones.

Una parte de la aplicación de dispositivos para el control en intersecciones (excepto semáforos), se refiere a la velocidad segura en los accesos. Para calcular la velocidad crítica, se puede emplear un tablero con ángulos visuales. Los detalles para la construcción de este tablero se muestran en la anexo 2-7

Análisis y resumen estadístico de los datos. El resumen de los datos sobre velocidad de punto se efectúa de acuerdo con el propósito del estudio. Las características que se emplean, con frecuencia, son el promedio, el paso y el 85 porcentual.

Los resultados de un estudio de velocidad de punto para una carretera de dos carriles en zona rural, se resumen en la figura 2-8, con el uso de la hoja de campo de la muestra. Se escogió un tamaño de clase de 3 km/h.

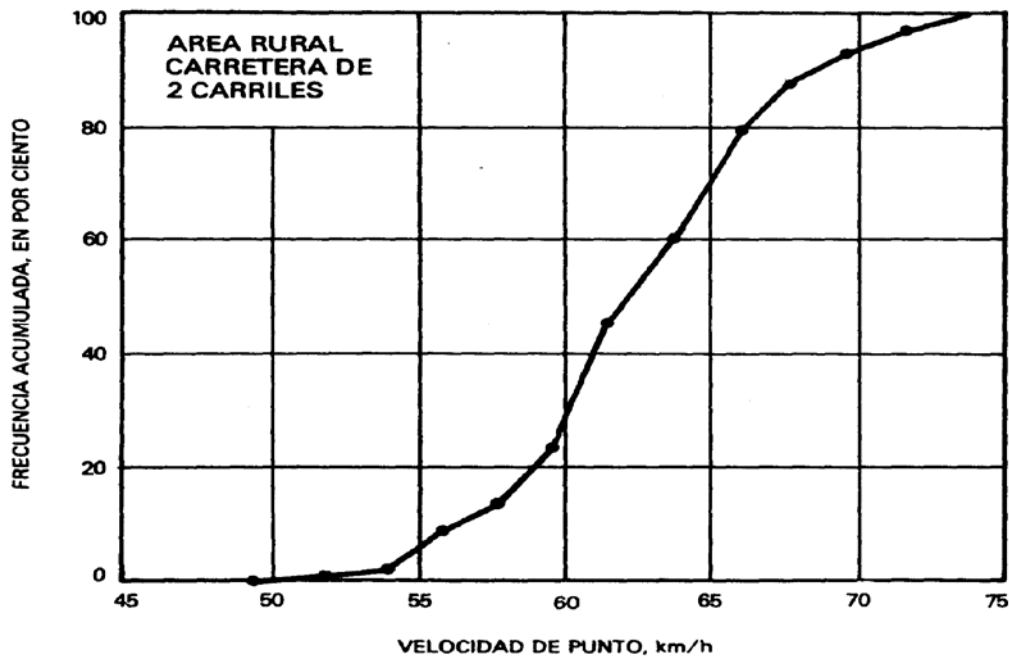


Figura 2-8. Ejemplo de una gráfica de velocidades de punto, en donde se muestra el trazo de la distribución de las frecuencias acumuladas.

2.6. CALCULO DE EJES EQUIVALENTES.

Las diferentes cargas que actúan sobre un pavimento producen a su vez diferentes tensiones (σ) y deformaciones (Δ). Los diferentes espesores (e) de pavimentos y diferentes materiales, responden cada carga, hasta la falla. Esto para ello toma en cuenta, el volumen de tránsito, el cual se transforma en un número equivalente de ejes de una determinada carga, que a su vez producirá el mismo daño que toda la composición de tránsito mixto de los vehículos. Esta carga uniformizada según AASHO es de 80 kN ó 18 Kips y la conversión se hace a través de los Factores Equivalentes de Carga LEF (Load Equivalente Factor). El proceso de convertir un tránsito mixto en un número de ESALs de 80 kN fue desarrollado por el Road Test de la AASHO. Para este ensayo, se cargaron pavimentos similares con diferentes configuraciones de ejes y cargas,

para analizar el daño que produjeron. El índice de serviciabilidad de un pavimento, es el valor que indica, el grado de confort que tiene la superficie para el desplazamiento natural y normal de un vehículo. Así, a un pavimento en perfecto estado, se le asigna un valor de serviciabilidad inicial cinco (5), que depende del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción, y un pavimento en franco deterioro o con un índice de serviciabilidad final que depende de la categoría del camino y se adopta en base a esto y al criterio del proyectista, con un valor de cero (0). A la diferencia entre estos dos valores se le conoce como la pérdida de serviciabilidad (APSI) o sea, el índice de serviciabilidad presente (Present Serviciability Index). Dependiendo del tipo de pavimento, se recomienda los valores siguientes: en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Índice de Servicialidad

Índice de servicialidad inicial (Po)	Índice de servicialidad final(Pt)
Po:4.5 para pavimentos rígidos	Pt:2.5 ó mas, para caminos muy importantes
Po:4.2 para pavimentos flexibles	Pt: 2.0, para caminos de transito menor

El índice de serviciabilidad de un pavimento, es un valor de apreciación con el cual, se valúan las condiciones de deterioro o confort de la superficie de rodadura de un pavimento; actualmente, para medir este deterioro se utiliza el RI, Índice Internacional de Rugosidad (International Roughness Index), para lo cual se utiliza un equipo sofisticado montado en un vehículo, el que al pasar sobre la superficie de una carretera, va midiendo los altibajos y los suma, por lo que al final se obtiene un valor acumulado en metros por kilómetro (m/km) o pulgada por milla (plg/milla).

El Factor Equivalente de Carga (LEF) es el valor numérico que expresa relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por la carga de un tipo de eje de 80 kN y la producida por un eje estándar en el mismo eje, así, este valor se calcula como sigue:

$$\text{LEF} = \frac{\text{No. de ESALs de 80 kN que producen una pérdida de serviciabilidad}}{\text{No. De ejes de 80 kN que producen la misma pérdida de serviciabilidad}}$$

Como cada tipo de pavimento responde de manera diferente a una carga, los LEFs, también cambian en función del tipo de pavimento. Por lo que, los pavimentos rígidos y flexibles tienen diferentes LEFs. Este valor cambia según el SN (Structural Number, o número estructural) en pavimentos flexibles y según el espesor de la losa en pavimentos rígidos, además que también cambia según p_o , ó valor del índice de serviciabilidad asumido para el diseño.

2.7. DETERMINACIÓN Y CALCULO DE EJES EQUIVALENTES DE DISEÑO

Periodo de proyecto. Es el intervalo de tiempo durante cual la estructura del pavimento va a permanecer en servicio, sin necesidad de actuaciones de rehabilitación importantes. Desde 1975, en España, se adopta 20 años para los pavimentos flexibles, semiflexibles y semirrígidos, y 30 años para los pavimento de concreto hidráulico.

Trafico. El tráfico que soporta la estructura del pavimento, es la intensidad media de vehículos pesados en el carril de proyecto y en el año de apertura al tráfico (IMD). En este valor, se adopta un máximo representativo de la categoría de tráfico pesado de la sección que se pretende calcular, además se ha considerado el siguiente criterio:

Se define un único valor (r) que represente razonablemente conservador, a todo el intervalo de la categoría de tráfico:

- Tráfico T00: $r=7000$ vehículos pesados (en ausencia de límite superior)
- Tráficos TO, Ti y T2: r dado por la expresión:

$$r = \frac{\log_{10} \tau}{\log_{10} IMD_{Pmax}} = 0,99 \quad (\text{Ec.2.19})$$

- Tráficos T31, T32, T41 y T42: r dado por la expresión:

$$r = \frac{\log_{10} \tau}{\log_{10} IMD_{Pmax}} = 0,98 \quad (\text{Ec.2.20})$$

Donde r el valor que representa la categoría de tráfico a partir del cual el proyectista pasaría a la categoría superior, y IMD_{max} el valor del extremo superior del intervalo que limita la categoría de tráfico a la que pertenece la IMD . Pero tanto los métodos analíticos como la mayoría de los empíricos, utilizan para el cálculo, el concepto de tráfico equivalente de proyecto (TEP), o, el número de ejes tipo, que solicitarán el pavimento durante el periodo de proyecto considerado.

Se adopta como eje tipo de carga representativo del tráfico pesado el eje simple con ruedas gemelas de 13 toneladas (130 kN), equitativamente repartida entre

las cuatro ruedas, con presión de contacto de 0.8 MPa, radio de huella 11.35 cm y distancia entre centros de las ruedas gemelas 37.5 cm.

La obtención del valor del tráfico equivalente de proyecto que se utiliza en los cálculos de dimensionamiento, se realiza mediante la aplicación de la siguiente expresión:

$$TEP=IMD_p*CE*365*F*Y \quad (Ec.2.21)$$

donde:

- TEP: Tráfico equivalente de proyecto.
- IMD: Intensidad media diaria de vehículos pesados en el carril de proyecto considerado, en el año de apertura al tráfico.
- CE: Coeficiente de equivalencia medio de los vehículos pesados.

Su valor representa la equivalencia de los vehículos pesados traducidos a ejes tipo de 13 toneladas, adoptando lo siguiente:

- Pavimentos flexibles y semiflexibles CE: 0,5
- Pavimentos semirrígidos CE: 0,6
- Pavimentos con pavimento de hormigón CE: 1,0

F: Factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados. Representa la acumulación de tráfico durante el periodo de proyecto, y se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$F = \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

(Ec.2.22)

Siendo r la tasa de crecimiento anual del tráfico de vehículos pesados constante en tanto por uno (se ha adoptado un crecimiento anual $r = 3\%$), y el exponente n , el periodo de proyecto del pavimento.

Y : Coeficiente de seguridad en cargas. Se trata de un coeficiente de mayoración de cargas que se determina en función de la categoría de tráfico de proyecto, y que responde a la incertidumbre asociada al valor de las cargas de los vehículos pesados que circulan por la carretera. En este trabajo se han aplicado los siguientes valores:

- Carreteras de tráfico T4 : 1.06
- Carreteras de tráfico T3 y T2 : 1.12
- Carreteras de tráfico Ti y TO : 1.15
- Carreteras de tráfico T00 : 1.18

Con esta metodología se obtiene el número acumulado de ejes equivalentes que es capaz de soportar la estructura del pavimento, con características de tráfico medias en su categoría.

2.8 FACTOR DE DISTRIBUCION POR DIRECCION

Es el factor del total del flujo vehicular censado, en la mayoría de los casos este valor es de 0.5, ya que la mitad de los vehículos van en una dirección y la otra mitad en la otra dirección. Puede darse el caso de ser mayor en una dirección que en la otra, lo cual puede deducirse del conteo de tránsito efectuado. Lo más importante de esto, será la diferencia de peso entre los vehículos que van en

una y en otra dirección; como puede suceder por la cercanía de una fábrica, puerto, etc. Ver la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Factor de distribución por dirección

Número de carriles en ambas direcciones	LD ¹⁰
2	50
4	45
6 o más	40

2.9. FACTOR DE DISTRIBUCION POR CARRIL

Se define por el carril de diseño aquel que recibe el mayor número de ESAL's. Para un camino de dos carriles, cualquiera de las dos carriles puede ser el carril de diseño, ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza por el carril de diseño carril.

Tabla 2.3. Factor de distribución por carril

Número de carriles en una sola dirección	LC ¹¹
1	1.00
2	0.80-1.00
3	0.60-0.80
4	0.50-0.75

CAPITULO 3.

**CARACTERISTICAS Y
PROPIEDADES DEL
CONCRETO DE LOS
PAVIMENTOS RIGIDOS.**

3.1. MATERIALES QUE COMPONEN EL CONCRETO ESTRUCTURAL

3.1.1. ¿Qué es el cemento Pórtland?

Es el resultado de mezclar agua, con clinker finamente pulverizado y en combinación con arena, piedra u otros materiales similares, tiene la propiedad de combinarse lentamente, por la hidratación del cemento, hasta formar una masa muy dura*. Esencialmente, el clinker contiene cal, alúmina, fierro y sílice en proporciones, previamente establecidas, obtenido de forma granulada de 10mm a 40mm, por cohesión, sintetizado a 1450·c para lograr las propiedades deseadas. Por ejemplo: Silicato de calcio de 70% a 80%, yeso 3% a 5%. Comercialmente, el cemento Pórtland tipo 1 se consigue en ferreterías , bajo la norma de la ASTM C 150 , en sacos de 42.5 kg. c/u.

3.1.2. Propiedades del cemento Pórtland.

Partiendo del cemento en polvo, al mezclarlo con agua se disuelve y de esta reacción salen la tobermorita y la porlandita. Entre estas dos sustancias se conforman iones que se atraen entre si y empiezan a precipitar. Durante este proceso se desprende calor, por eso es una reacción exotérmica. Los componentes precipitan y se forman los cristales que son los que dan dureza. Al desprender calor, la masa de cemento aumenta de volumen hasta llegar a ser más o menos el doble del volumen del cemento en polvo. Al añadirte los áridos, estos también se calientan y aumentan de volumen. Es el proceso de hidratación del cemento. Ver figura 3.1.

*Sus inventores en 1824, Ecor Guerasimovichcheliiev, jefe de talleres de una brigada de trabajo militar y Josef Aspdine, albanil de la ciudad inglesa de leeds. Ver Gorchakov G. F.1984. Materiales de construcción.

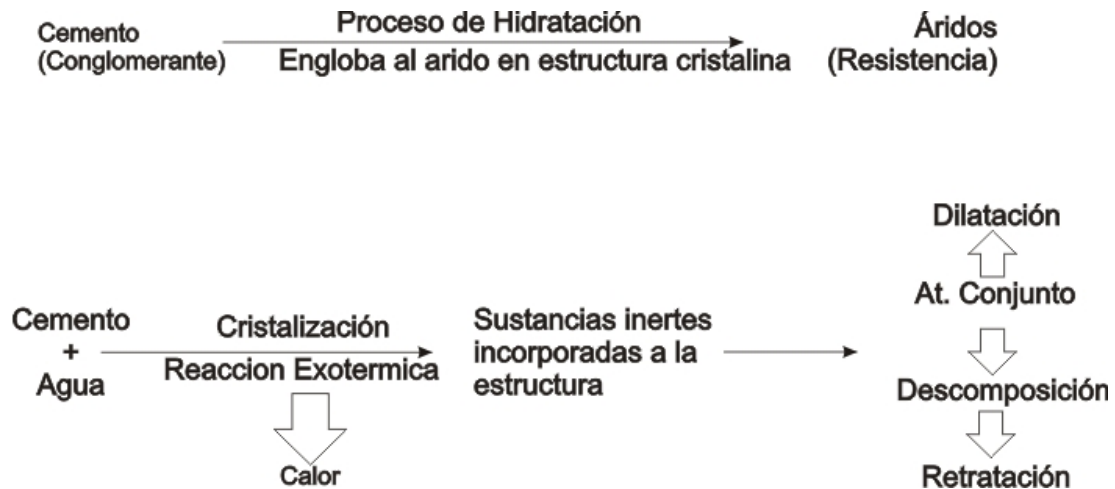


Figura 3.1. Proceso de hidratación del cemento.

Aunque químicamente haya reacción reversible, ya que se puede desecar y volver al estado inicial de polvo, si se vuelve a hidratar este polvo, la resultante es una masa con mucho menos resistencia que la inicial. En todo este proceso pueden intervenir sustancias que estropeen las reacciones de manera incontrolada, por eso, los áridos tienen que estar limpios de sustancias, deben ser inertes, químicamente, a la reacción, además de la necesaria resistencia.

3.1.2.1. Hidratación.

Los componentes del cemento son: S, Ca, N, Fe y Mg. No todos trabajan igual. Su funcionamiento se ha estudiado en laboratorio. Durante el proceso de hidratación del cemento se dan principalmente dos pasos:

Disoluciones de iones de calcio, de donde salen la Ca(OH)_2 porlondita y la (SC_4) gel tobermorita

Combinación en componentes hidratados, donde,

- SC_2 , $(SC_3)_4$ silicatos+ agua = precipitación , cristales y los AC_3 , AFC_4 aluminatos

3.1.2.1.1 Disolución de los iones de calcio. Estos atraen y son atraídos por el agua formando $Ca(OH)_2$ porlandita (de la cal, disolución del calcio) y SC: gel de tobermorita (de los iones de silicio, gel de silicato cálcico hidratado). Estos componentes luego se combinarán dando lugar a los componentes que hidratan y precipitan en cristales. En la práctica, es muy difícil controlar todos los porcentajes de los componentes del cemento.

3.1.2.1.2 Combinación de componentes hidratados, aluminatos AC_3 , Aluminato tricálcico ($3CaO \cdot Al_2O_3$). Su velocidad de hidratación es 207 cal/gr, muy superior al resto de componentes, y necesita el 40% del agua que se vierte en el cemento. Esto hace que alcance su resistencia máxima en muy poco tiempo, lo cual es muy bueno, para poder retirar los encofrados en poco tiempo y ahorrar bastante dinero, pero tiene el inconveniente de producir mucha fisuración. Así, este componente está muy controlado con el no empleo de cementos con altos contenidos de aluminato tricálcico, salvo en ocasiones especiales en las que sea necesario un concreto que fragüe muy rápido. Este componente comparado con los silicatos, ellos aseguran la resistencia del concreto a largo plazo, mientras que el aluminato tricálcico lo asegura a corto plazo. A este compuesto le atacan los compuestos con azufre. El agente que más daño le hace son los sulfatos, reaccionando con el AC_3 , produciendo las sales de candlot, las cuales incrementan el volumen en un 200% y provocan la disgregación del concreto. El AFC_4 , aluminoferrito tetracalcico ($4CaO \cdot FeO_3 \cdot AlO_3$), Es un componente que hidrata muy lentamente y tiene muy poca

resistencia. No desprende mucho calor y absorbe mucha agua, pero tiene la función de combinarse con el anterior.

3.1.2.3 Humedad relativa. La temperatura del ambiente produce una capacidad máxima de humedad (agua en estado gaseoso, vapor de agua) de modo que con esa menor temperatura, a temperatura de rocío, el vapor de agua se condensa y pasa a estado líquido. Cuando se evapora demasiada agua formando poros y capilares, y la temperatura en la masa, aumenta de modo que aumenta también el volumen y por consiguiente la fisuración posterior será más grande. Así, la humedad relativa del ambiente, durante el fraguado del cemento, es como un exceso de agua en la masa, de modo que un ambiente saturado, cuando la humedad relativa es la máxima en función de la temperatura, no influirá en el fraguado del cemento ya que ni cederá, ni captará humedad del cemento ni del hormigón. En un ambiente seco el concreto cede humedad, emigrando masivamente las moléculas de agua al ambiente. Así, se pierde el agua necesaria para formar cristales y falla el proceso de fraguado. La ventaja de un estado así es, que el proceso de fraguado simplemente se para, y puede retomarlo en cuanto el concreto recupere humedad.

3.1.2.4 Fraguado. El tiempo de fraguado, es el tiempo máximo desde que hay contacto entre el cemento y el agua, hasta que se pueda manipular sin producir daños en su resistencia. Al manipularlo cuando ha pasado este tiempo, se rompen los enlaces de los cristales que están formándose, y se tiene una masa totalmente endurecida que ya no se puede moldear. Por esto, los camiones que transportan concreto tienen que mantenerlo dando vueltas para prolongar este tiempo de fraguado y en sus bitácoras que portan consta la hora a la que salen de la central y la hora a la que se supone que tienen que llegar a obra, si se les pasa este tiempo el concreto que transportan, este ya ha perdido la condición óptima y entonces no se podrá utilizar y se desecha.

Los factores que influyen en el proceso de hidratación y fraguado son: las materias primas del cemento, caliza y arcillas; el diámetro de los granos de polvo del cemento; el porcentaje de sus componentes, a más silicatos y más pequeño diámetro se tendrá cemento más resistente; los posibles agentes externos que puedan estropear la hidratación y el fraguado del cemento; del ambiente, la temperatura, la humedad relativa y la presión, aunque en menor grado, estos tienen también su influencia en el cemento

3.1.2.5 Temperatura. La temperatura del ambiente, aumenta, cuando la reacción cemento /agua, se acelera y aumenta la resistencia a corto plazo, pero pierden calidad sus cristales, y por lo tanto, la resistencia a largo plazo será menor. Este proceso no es reversible. Si baja la temperatura, la reacción irá más lenta y la calidad del concreto será mejor. Pero llega un punto, por debajo de los 0°C, en el que ya no se produce la reacción. Así, nunca se debe colocar un concreto a temperatura menor que 0°C mayor que 40°C. Cuando haya que colocar concreto fresco en condiciones adversas, se realiza un curado del concreto, que consiste en mantener las condiciones óptimas de temperatura y humedad en el proceso de fraguado. Cuando la temperatura mayor que 40°C, se debe mantener la temperatura y la humedad, regando la superficie de concreto, para mantener la temperatura y la humedad. Si la temperatura es menor que 0°C se tapa con lonas o se añaden aditivos para que mantengan la temperatura.

3.1.2.6 Presión atmosférica. La influencia de la presión atmosférica en el fraguado del cemento es mucho menor que la de la temperatura, pero tomando precauciones pertinentes los efectos son los mismos

3.2. TIPOS DE CEMENTOS Y SU USO.

Por ejemplo, en España, según la RC 97 (instrucción para la recepción de cementos, Real decreto 779/1997) hay cinco tipos de cementos ver tabla 3.1.

CEM I, contiene clinker puro en 95% y 5% de otras sustancias que vienen directamente de las materias primas y que no se eliminan porque resulta muy caro.

CEM II, contiene Adiciones, y dependiendo de estas pueden ser

- Subtipo A, con 20% de adiciones
- Subtipo B, con 20— 30% de adiciones. Cuantos más aditivos tenga más barato resulta.

CEM III, es importante cuando exista posibilidad de ataques de sulfatos.

CEM IV, es un cemento puzolánico, casi nunca se emplea.

CEMV, es un cemento compuesto.

Cada cemento se designará por su tipo y clase resistente y, en su caso, por sus características adicionales, seguido de la referencia de la norma UNE correspondiente. (UNE normas del cemento en la Unión Europea).

Tabla 3.1. Tipos de cemento y composiciones; proporciones en masa

TIPO DE CEMENTO	CLINKER K	DENOMINACIÓN	DESIGNACIÓN	HUMO DE HORNO ALTO S	HUMO DE SILICE D	PUZOLANAS NATURALES P	CENIZAS VOLANTES V	CALIZA L	COMPONENTES MINOTARIOS ADICIONES (2)
CEM I	CEMENTO PORTLAND	CEM I	95-100	-	-	-	-	-	0-5
	CEM PORTLAND CON ESCORIA	CEM II/A-S CEM II/B-S	80-94 65-79	6-20 21-35	-	-	-	-	0-5 0-5
	CEM PORTLAND + HUMO DE SILICE	CEM II/A-D	90-94	-	6-10	-	-	-	0-5
	CEM PORTLAND CON PUZOLANA	CEM II /A-P CEM II /BP	80-94 65-79	-	-	6-20 21-35	-	-	0-5 0-5
CEM II	CEM PORTLAND + CENIZA VOLANTE	CEM II /A-V CEM II /B-V	80-94 65-79	-	-	-	6-20 21-35	-	0-5 0-5
	CEM PORTLAND CON CALIZA	CEM III/A-L	80-94	-	-	-	-	6-20	0-5
	CEM PORTLAND MIXTO (3)	CEM II/A-M CEM II/B-M	80-94 65-79	-	-	6-20 21-35	(4) (5) (4) (5) (6)	-	
CEM III	CEM DE HORNO ALTO	CEM III /A CEM III/B	35-64 20-34	36-65 66-80	-	-	-	-	0-5
CEM IV	CEMENTO PUZOLANICO	CEM IV /A CEM IV/B	65-89 45-64	-	-	11-35 (4) 36-55 (4)	-	-	0-5
CEM V	COMPUESTO	CEM V/A	40-64	18-30	-	18-	30	-	0-5

Adaptada del real decreto 779/1997, de 30 de mayo, RC-97.

Tabla 3.2. RC97. Prescripciones mecánicas y físicas de los cementos comunes

CLASE RESISTENTE	RESISTENCIA A COMPRESION N/nm ²				Tiempo de fraguado		expansion mm
	RESISTENCIA INICIAL		RESISTENCIA NORMAL VEINTIOCHO DIAS		Principio minutos	final horas	
	Dos días	Siete días					
32,5	-	≥16,0	≥ 32,5	≥ 52,5	≥ 60	≤12	≤ 10
32,5R (1)	≥13,5	-					
42,5	≥13,5	-	≥ 42,5	≥ 62,5			
42,5 R (1)	≥ 20,0	-					
52,5	≥ 20,0	-	≥ 52,5	-	≥ 45		
52,5 R (1)	≥ 30,0	-					

(1) R = Alta resistencia inicial

Adaptada del real decreto 779/1997, de 30 de mayo, RC-97.

Agua para el concreto estructural. Utilizada tanto para el amasado como para el curado del concreto en obra, no debe contener ningún ingrediente dañino para las propiedades del concreto ni al acero de las armaduras. El agua que es dañina para las personas, también lo es para el concreto, así que en general, podrán emplearse todas las aguas sancionadas como aceptables por la práctica. Cuando no se tengan antecedentes de su utilización o en caso de duda, estas deberán analizarse. Ver tabla 3.3. Sólo se podrá utilizar agua de mar o aguas salinas para el amasado o curado de concreto que no tengan armadura, debido a que el uso de esta agua, reduce la resistencia del concreto en 15%. Se prohíbe el uso de esta agua para el amasado o el curado del concreto armado. En todo caso, se deberá calcular la resistencia final que

tendrá el concreto hecho con esta agua, teniendo en cuenta que produce manchas y eflorescencias el concreto.

Tabla 3.3. Máximo del contenido de las sustancias nocivas en el agua

Exponente de hidrógeno pH	≥ 5
Sustancias disueltas	≤ 15 gr. / litro
Sulfatos SO excepto para cemento SR que llega a 5 gr. /litro	≤ 1 gr. / litro
Ion cloruro Cl	
Para hormigón pretensado	≤ 1 gr./ litro
Para hormigón armado o en masa con armadura antifisuración	≤ 3 gr./ litro
Hidratos de carbono (grasa)	0
Sustancias organicas solubles en eter	≤ 15 gr./ litro

Adaptada del real decreto 779/1997, de 30 de mayo, RC-97.

3.3. Agua de hidratación.

Es la que reacciona durante el fraguado del cemento con sus componentes, para dar compuestos hidratados. Esta cantidad de agua se reparte en función de los componentes, del siguiente modo: 24% para el SCa_3 , 21% para el SC_2 , 40% para el AC_3 . En la composición total de un cemento, la cantidad de agua requerida para su hidratación equivale a 23.5 % en peso del cemento. La dosificación de agua para arenas de playa, río o mina es: $A = 23\% C + 22\% E + 03\% G$.

donde:

A: cantidad de agua por m^3 de mortero

C: peso de cemento en Kg/m^3

E: peso de la arena fina

G: peso de la arena gruesa

De este modo, el primer porcentaje es el agua necesaria para la hidratación del cemento, y el resto es el agua necesaria para obtener una mínima trabajabilidad en función del árido y su granulometría.

3.4. AGREGADOS PETREOS O ARIDOS.

Son los que dan resistencia al concreto y que tienen que ser inertes, es decir, que no tengan nada en su composición química que pueda alterar la resistencia del concreto. Los áridos, se pueden emplear para la fabricación de hormigones son arenas y gravas existentes en yacimientos naturales, rocas machacadas o escorias siderúrgicas apropiadas, siempre que estos sean estables, es decir, que no contengan silicatos inestables ni compuestos ferrosos. Se prohíbe el uso de áridos que contengan sulfuros oxidables.

3.4.1. Tamaño de los agregados pétreos.

Los áridos se designan en función de su tamaño diámetro mínimo (D) y máximo (Dm), expresado en mm, de acuerdo con la relación de estos árido D/Dm . El tamaño máximo Dm de un árido, es la mínima abertura de tamiz por el que pasa más del 90% en peso y además pasa el total por el tamiz de abertura doble; el tamaño mínimo D de un árido, a la máxima abertura de tamiz por el que pasa menos del 10% en peso. Así en función del diámetro, los árido se clasifica como sigue :

- Árido fino o arena, la que pasa por un tamiz de 4 mm de abertura de la malla.
- Árido grueso o grava, el que queda retenido en el anterior tamiz de 4mm según la Norma UNE, indica, que el tamaño máximo del árido grueso será menor que las distancias siguientes:

0.8 de la distancia horizontal entre armaduras o encofrados que no formen grupo, o entre un borde de la pieza y la armadura o el encofrado que forme un ángulo mayor que 45°.

1.25 de la distancia entre el borde de la pieza y el encofrado o armadura que forme un ángulo no mayor que 45°.

0.25 de la dimensión mínima de la pieza excepto en las losas superiores, de los forjados, donde el tamaño máximo del árido será 0.4 veces menor que el espesor mínimo.

Los áridos, puede ser de dos tipos siguientes:

- Cantos rodados. Son las piedras contenidas en los lechos de rios. Su forma redondeada les da más facilidad para acomodarse en los moldes y llenan mejor.
- Canto de machaqueo, procedente del machaqueo de grandes bloques de piedra. Tienen formas más irregulares, y angulares lo que hace que las partes trabajen mejor. El inconveniente que tienen estos áridos es que dificultan más la compactación del hormigón, además de necesitar más agua para lavarlos.

La granulometría de la fracción de agregados finos, también es importante: La fracción muy fina dificulta la extrusión y la terminación, además de aumentar la tendencia a la exudación y sangrado; un exceso de finos aumenta la demanda de agua por parte del concreto y la dosis requerida de aditivo incorporador de aire (aireante).

3.4.2. La densidad de los agregados o árido influye en el concreto con las siguientes características:

- Densidad entre 300 y 1200 Kg/m³
- Densidad entre 2450 y 2700 Kg/m³

- Densidad entre 3700 y 7600 Kg/m³

3.4.3. Las condiciones

Las condiciones físico-químicas que deben mantener los agregados o áridos, para que sean inertes y no puedan alterara las propiedades del concreto, lo indica la Norma UNE, en cantidades máximas que pueden tener los áridos en % del peso total de la muestra.

3.4.4. Propiedades

Las propiedades mecánicas que cumplen los agregados o áridos según la Norma UNE son las siguientes:

- Friabilidad de la arena, de acuerdo con el ensayo micro-Deval ≤ 40 .
- Resistencia al desgaste de la grava (resistencia a la abrasión), según el ensayo de los ángeles ≤ 40 .
- Absorción del agua por los áridos $\leq 5\%$.
- Pérdida máxima de peso experimentada al ser sometidos a 5 ciclos de tratamiento son soluciones de sulfato magnésico $\leq 15\%$ en áridos finos y $\leq 18\%$ en áridos gruesos.

3.4.4.1. La resistencia mecánica de algunos áridos es:

- Calizas blandas: 10 a 15 N/mm²
- Calizas duras y arenisca: 50 a 150 N/mm²
- Cuarcitas: 250 a 350 N/mm²

3.4.4.2. Resistencia al fuego.

Es la combustibilidad del árido, el tiempo que mantiene la estabilidad en fundón de la temperatura que alcanza. La temperatura mínima que resisten los áridos son 300°C aunque puede llevarse hasta los 600°C a 700°C

Tabla 3.4. Granulometría ideal de los agregados

Número de Tamaño	Tamaño nominal (mallas con aberturas cuadradas)	Cantidades menores que pasan cada malla de laboratorio (aberturas cuadradas), por ciento en peso												
		(100 mm) 4 pulg	(90 mm) 3.5 pulg	(75 mm) 3 pulg	(63 mm) 2.5 pulg	(50 mm) 2 pulg	(37.5 mm) 1.5 pulg	(25.0 mm) 1 pulg	(19.0 mm) ¾ pulg	(12.5 mm) ½ pulg	(9.5 mm) 3/8 pulg	(4.75 mm) No.4	(2.36 mm) No.8	(1.18 mm) No.16
1	90 a 37.5 mm	100	90 a 100	---	25 a 60	---	0 a 15	---	0 a 5	---	---	---	---	
2	63 a 37.5 mm	---	---	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	---	0 a 5	---	---	---	---	
3	50 a 25.0 mm	---	---	---	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	---	0 a 5	---	---	---	
357	50 a 4.75 mm	---	---	---	100	95 a 100	---	35 a 70	---	10 a 30	---	0 a 5	---	
4	37.5 a 19.0 mm	---	---	---	---	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	---	0 a 5	---	---	
467	37.5 a 4.75 mm	---	---	---	---	100	95 a 100	---	35 a 70	---	10 a 30	0 a 5	---	
5	25.0 a 12.5 mm	---	---	---	---	---	100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	---	---	
56	25.0 a 9.5 mm	---	---	---	---	---	100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5	---	
57	25.0 a 4.75	---	---	---	---	---	100	95 a 100	---	25 a 60	---	0 a 10	0 a 5	

6	mm 19.0 a 9.5 mm	---	---	---	---	---	---	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5	---	---
67	19.0 a 4.75 mm	---	---	---	---	---	---	100	90 a 100	---	25 a 55	0 a 10	0 a 5	---
7	12.5 a 4.75 mm	---	---	---	---	---	---	---	100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	---
8	9.5 a 2.36 mm	---	---	---	---	---	---	---	---	100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5

3.5. ADITIVOS EN EL CONCRETO ESTRUCTURAL.

Estos no deben cambiar la resistencia del concreto, lo que hacen es cambiar algunas propiedades del concreto fresco en masa. Son aquellas sustancias o productos que, incorporados al concreto antes del amasado o durante el mismo o durante un proceso de amasado suplementario, en una proporción no mayor que el 5% del peso del cemento, producen la modificación deseada, en estado fresco o endurecido, de alguna de sus características, de sus propiedades físicas mecánicas. Los aditivos en cuya composición intervengan cloruros, sulfuros, sulfitos u otros componentes que puedan ocasionar o favorecer la corrosión de las armaduras, no se usaran para los concretos armados.

En el transporte y almacenamiento de los aditivos se debe evitar totalmente su contaminación, de modo que sus propiedades se conserven sin alteración alguna por factores físicos o químicos. Los aditivos que modifican la reología y el contenido de aire son los plastificantes y los Inclusores de aire. Los que modifican el fraguado, son los acelerantes y los retardadores. Los que modifican la resistencia a acciones físicas y químicas son los anticongelantes, hidrófugos de masa, otros tienen las siguientes propiedades:

- Expansivos.
- Cohesionantes.
- Colorantes.
- Desencofrantes, que se emplean directamente en las paredes de los moldes.
- Inhibidores de corrosión.
- Retardadores de superficie, para mejorar la posterior labra del hormigón, como si fuera piedra.

Los aditivos plastificantes, son los que permiten trabajar mejor con el hormigón cuando este es fresco, lubricando la pasta. Son productos orgánicos que actúan como lubricantes de la masa, facilitando el deslizamiento de los granos

y evitando la formación de grumos. El efecto general es una disminución de la tensión superficial del agua y por consiguiente de la relación agua-cemento para una misma plasticidad.

Los aditivos inclusores de aire, se emplean sobre todo, para concretos ligeros, pero se utilizan poco en la construcción. Su trabajo es introducir burbujas de aire deformables, indefinidamente, de modo que se interponen entre los capilares del concreto y así los cierra. Con estos aditivos queda mejorada la plasticidad y la homogeneidad de la masa, con una pérdida de resistencia relativamente débil.

Los aditivos acelerantes, son en general cloruros, bases alcalinas y sales alcalinas. Se emplean en tiempo frío y aceleran el proceso de fraguado. Disminuyen la resistencia mecánica en proporción a la dosis, y aumentan los efectos de retracción hidráulica a largo plazo. Estos aditivos se emplean en tiempo frío, desencofrados rápidos, sellados y concreto y morteros proyectados. Los aditivos retardadores, actúan al contrario que los anteriores, reducen la velocidad de reacción y disminuyen el calor desprendido. La ventaja, es que no implican una reducción de la resistencia. Se utilizan en época de calor y cuando se corretean grandes masas. El inconveniente de estos aditivos es, que retrasan el desencofrado, lo que supone un gasto añadido. Estos aditivos se utilizan en épocas de calor, para grandes masas, en que hay que interrumpir el concreto o para concreto transportado a largas distancias.

Los aditivos anticongelantes, son aditivos acelerantes. Suelen ser productos precipitantes como la puzolana y se emplean para concretos y morteros con necesidad de estanquedad. Su trabajo es rellenar los poros para que no dejen paso al agua. Los aditivos expansivos, se emplean para concretos expansivos y con cierto aislamiento térmico, no tienen mucho interés en arquitectura.

Los aditivos Colorantes cambian el color del concreto. Se utilizan en la fase mortero. Otra forma de cambiar el color del concreto es utilizar áridos de color. Estos aditivos tienen que ser, además de químicamente neutros, estables a los agentes atmosféricos y a la luz. Tienen que ser insolubles en agua, fáciles de mezclar y con suficiente poder colorante como para poder colorear toda la mezcla. En general, los que dan un color al que tiende el hormigón, de forma natural, son los que mejor funcionan.

3.6. EL CONCRETO ESTRUCTURAL

Es una mezcla de agregados pétreos, cemento Pórtland cuya base es el clinker pulverizado, agua y arena. La pasta, es el compuesto de cemento Pórtland y agua limpia, agregada en una mezcla que une a los agregados pétreos (arena y grava o piedra triturada), para formar una masa fresca que con el tiempo es semejante a una roca ya que la pasta se endurece debido a la reacción química entre el cemento y el agua

3.6.1 Componentes del concreto. Los agregados pétreos, los constituyen grupos: finos y gruesos. Los agregados finos, consisten en arenas naturales, de mina, o manufacturadas con tamaños de partícula que pueden llegar hasta 10 mm; los agregados gruesos son partículas que se retienen en la malla No. 16 y pueden variar hasta 152 mm de diámetro. El tamaño máximo del agregado que se emplea comúnmente es el de 19 mm o el de 25 mm de diámetro. La pasta, está compuesta de cemento Pórtland, agua y aire atrapado o aire incluido intencionalmente. Ordinariamente, la pasta constituye 25% al 40% del volumen total del concreto. La Figura 3.3 muestra, que el volumen absoluto del cemento está comprendido entre el 7% a 15% y el agua entre 14% a 21%. El contenido de aire, en concretos con aire incluido, puede llegar hasta el 8% del volumen de concreto, dependiendo del tamaño máximo del agregado grueso.

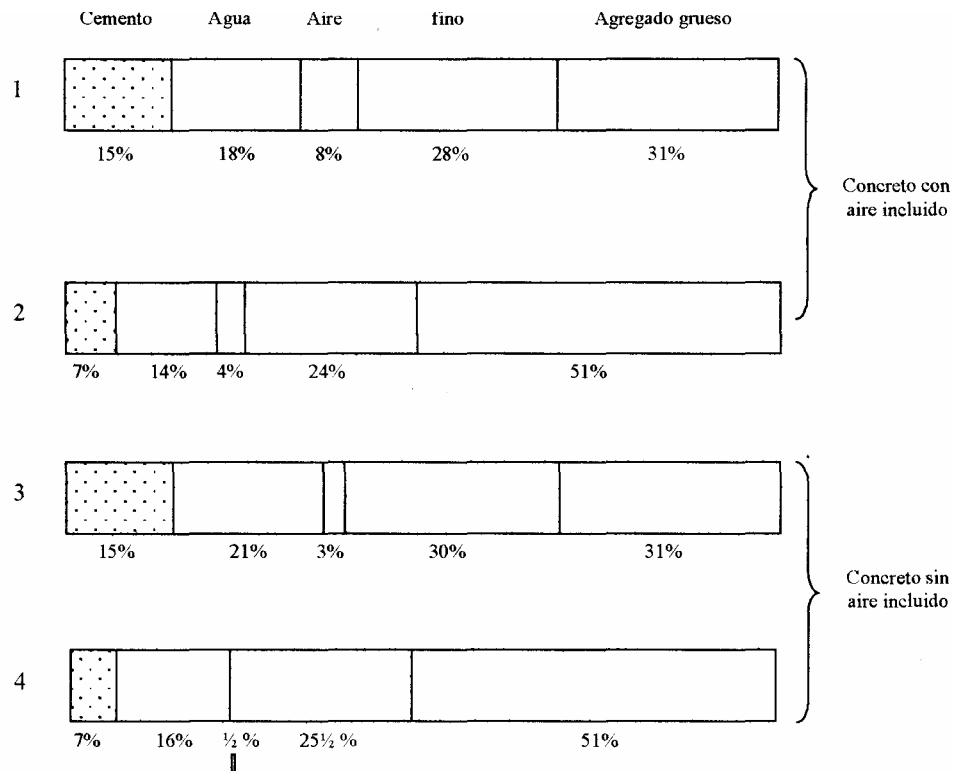


Figura 3.2. Variación de las proporciones en volumen absoluto de los materiales usados en el concreto. Las barras 1 y 3 representan mezclas ricas con agregados pequeños. Las barras 2 y 4 representan mezclas pobres con agregados grandes.

Como los agregados pétreos constituyen 60% a 75% del volumen total del concreto, su selección es importante. Los agregados pétreos deben consistir en partículas con resistencia adecuada así como resistencia a condiciones de exposición a la intemperie y no deben contener materiales que pudieran causar deterioro del concreto. Para uso eficiente de la pasta de cemento y agua, es deseable una granulometría continua de tamaños de partículas.

3.6.2. Las propiedades del concreto estructural en estado fresco (plástico) y endurecido, se pueden modificar agregando aditivos líquidos durante su dosificación. Esto para: 1. ajustar el tiempo de fraguado o endurecimiento, 2.

reducir la demanda de agua, 3. aumentar la trabajabilidad, 4. incluir intencionalmente aire, y 5. ajustar otras propiedades del concreto. Después de un proporcionamiento adecuado, así como, dosificación, mezclado, colocación, consolidación, acabado y curado, el concreto endurecido se transforma en un material de construcción resistente, no combustible, durable, con resistencia al desgaste y prácticamente impermeable que requiere poco o nulo mantenimiento. El concreto, también, es un excelente material de construcción, porque puede moldearse en una gran variedad de formas, colores y texturizados para ser usado en múltiples aplicaciones.

3.6.3. La calidad del concreto estructural depende, en gran medida, de la calidad de la pasta. En un concreto elaborado adecuadamente, cada partícula de agregado está completamente cubierta con pasta y todos los espacios entre partículas de agregado deben estar llenos.

Para cualquier conjunto específico de materiales y de condiciones de curado, la cantidad de concreto endurecido está determinada por la cantidad de agua utilizada en relación con la cantidad de cemento. Algunas ventajas que se obtienen al disminuir el contenido de agua: son las siguientes: 1 Se incrementa la resistencia a la compresión y a la flexión. 2 Se tiene menor permeabilidad, y por ende mayor hermeticidad y menor absorción. 3 Se incrementa la resistencia al intemperismo. 4 Se reducen las tendencias de agrietamientos por contracción.

Entre menos agua se utilice, se tendrá mejor calidad del concreto, a condición de que se pueda consolidar adecuadamente. Las mezclas rígidas resultan del uso de menores cantidades de agua de mezclado. Para una calidad dada de concreto, las mezclas más rígidas son las más económicas, Por lo tanto, la consolidación del concreto por vibración permite la mejora en la calidad del concreto y en la economía.

Los poros y capilares se forman durante el proceso de hidratación del cemento. Mientras el cemento está fraguando, hay moléculas de agua que no encuentran cemento con quien reaccionar y se quedan solas. Cuando todo el proceso acaba, esta agua sale por donde puede y deja tras de sí los huecos. Es imposible medir exactamente la cantidad de poros y capilares que tiene el concreto, pero no por eso hay que olvidarlos cuando se calculen las estructuras de concreto.

Un proceso inevitable de fraguado y fisuración, lo provoca el aumento de volumen, producido a su vez, por el aumento de temperatura. Todo hormigón está microfisurado por retracción, por efecto de la hidratación. Estas microfisuraciones son inevitables, pero muy importantes para la armadura que irá dentro del hormigón, ya que a través de ellos podrán entrar agentes dañinos que ataquen al acero. Al enfriarse la masa que está en reacción liberando calor, se crean esfuerzos de tracción en el interior, que no afectan a los áridos pero sí al cemento. En este momento, hay cristales que ya están formados, pero otros no, y estos no resisten los esfuerzos de tracción, rompiendo sus enlaces. En todo este proceso de bajada de temperatura y pérdida de volumen hay esfuerzos a tracción y también a compresión, y es cuando se forman las fisuras.

3.6.4. Concreto reforzado. Se utiliza para construir obras de infraestructura, como autopistas, calles, puentes, túneles, presas, grandes edificios, pistas de aterrizaje, sistemas de riego y canalización, rompeolas, embarcaderos y muelles, aceras, silos o bodegas, factorías, casas e incluso barcos. En la albañilería el concreto se utiliza, también, en forma de ladrillos o bloques. Al reforzar el concreto con acero estructural, varilla corrugada o malla, se forma el concreto armado o reforzado; el cual, se utiliza en los diferentes sistemas estructurales conformados por: Vigas o traveses, losas, cimientos, columnas, muros de retención, ménsulas, etc.

3.6.5 Concreto presforzado, Este puede ser pretensado y postensado, teniendo ventajas en, resistencia a fuerzas de compresión elevadas, bajo costo, larga duración (en condiciones normales, el concreto se fortalece con el paso del tiempo), puede moldearse de muchas formas, presenta amplia variedad de texturas y colores. Al interactuar concreto y acero, aparte de resistir fuerzas de compresión (absorbidas por el concreto), también es capaz de soportar grandes esfuerzos de tensión que serán tomados por el acero de refuerzo (acero longitudinal), al colocar el acero transversalmente, estribos o helicoidal, los elementos (vigas, columnas) podrán aumentar su capacidad de resistencia a fuerzas cortantes y torsionales a los que estén sujetos.

3.7. PROPIEDADES DEL CONCRETO FRESCO

Del concreto, interesa más la siguiente propiedad: compacidad, consistencia, docilidad, homogeneidad, las cuales se describen como sigue:

Compacidad. Es el cociente entre el volumen real y el volumen aparente del concreto fresco. Depende del índice de huecos, cuanto mayor es el índice, menor será la compacidad y por tanto la resistencia del concreto. A mayor compacidad, más resistencia. Los factores que influyen en la compacidad son los siguientes:

- Cantidad de agua. A mayor cantidad de agua sobrante, menos compacidad, por la formación de poros y canales. Pero al necesitar una cantidad de agua en exceso, se intentará llegar a un punto medio.
- Áridos. En función de estos, el concreto será más o menos compacto. El más fácil para compactar es el canto rodado, mejor que el de machaqueo, el cual traba mejor, pero no desliza tan bien y da más problemas para rellenar huecos. Además, la granulometría debe contar

con una buena combinación entre los diámetros de los áridos. En general, los finos son los positivos de cara a la compactación y vibrado, pero si se dosifican en exceso obligan a usar mayor cantidad de agua.

Consistencia. Es la mayor o menor facilidad del concreto fresco para mantener la forma prevista, según la geometría del elemento donde este se coloca y compacta. Para determinar la consistencia del concreto se determina el reventamiento, mediante el Cono de Abrams, a partir de los factores que en ella influyen, estos son:

- La cantidad de agua, a más agua menos consistencia, el exceso de agua reduce la consistencia..
- Los áridos. El mejor es el de canto rodado, que es el que mejor compacta y el que más resistencia da en concretos secos, sin olvidar que los áridos tienen que llenar bien todos los huecos.
- El módulo granulométrico. Cuanto más pequeño sea el diámetro del árido, mayor superficie específica hay, con lo que se necesita más agua. Y así se tendrá menos consistencia.
- Cemento. Está en relación con el agua, o relación agua cemento, dependerá del valor óptimo de esta, respecto a la necesidad del diseño de la mezcla y el tipo de concreto necesitado en base a su resistencia normal o mayor.

Docilidad. Es la idoneidad del concreto para adaptarse a formas determinadas cuando este se vacía y acomoda, depende de los componentes del concreto y de la consistencia. Los factores que la influyen son los siguientes:

- El módulo granulométrico. A mayor diámetro menos docilidad, cuanto más pequeño es el árido es más dócil la mezcla.
- La consistencia está en contra de la docilidad. Se puede conseguir más docilidad con aditivos plastificantes, que mejoran la docilidad, sin

cambiar la resistencia ni la durabilidad, de modo que se tendrá la misma consistencia pero con más docilidad.

- Si se utiliza más agua, se disminuye la consistencia, y lo mismo ocurre con los finos.

Homogeneidad, Es la cualidad que tiene un concreto para que sus componentes se distribuyan regularmente en masa.

3.8. MEZCLA DE CONCRETO

La calidad de un concreto se define, normalmente, en términos de trabajabilidad (docilidad), resistencia y durabilidad, los cuales se deben optimizar para cualquier proyecto, sin priorizar los requisitos de resistencia, sobre los demás requisitos de calidad. El concreto, es una mezcla de dos componentes: agregados y pasta. En esta mezcla, las partículas de agregado están completamente recubiertas por la pasta. Esta última consiste en materiales cementicios y el agua incorpora aire atrapado o aire intencionalmente incluido. Los agregados representan entre 60% a 75% del volumen total del concreto. La calidad del concreto depende de la calidad de los agregados, y la pasta y la adherencia entre ambos. La cantidad del agua usada, ver tabla 3.3, afecta en gran medida la calidad de la pasta; normalmente, a mejor calidad de agua, mejor calidad del concreto. Por lo general, se especifica una relación agua/materiales cementicios máxima, (a/c) para evitar el exceso de agua y para asegurar una buena calidad de la pasta. La limpieza de los agregados también afecta la adherencia pasta/agregados y la calidad del concreto. Es posible cambiar las propiedades del concreto recién mezclado (fresco, plástico) agregándole aditivos químicos, usualmente en forma de líquidos, durante su elaboración. Los aditivos químicos, comúnmente mejoran o controlan los siguientes atributos: trabajabilidad, aire incorporado, demanda de agua, tiempo de fraguado. Cuando el concreto se ha mezclado, colocado y curado,

correctamente, tiene la resistencia y la durabilidad para proporcionar un buen desempeño del pavimento, a largo plazo, bajo diversidad de condiciones de servicio.

3.9. DISEÑO DE MEZCLA DEL CONCRETO

Generalmente, los procedimientos de diseño de mezclas no tratan directamente la trabajabilidad del concreto. Sin embargo, su definición indirecta la indican en términos del ensayo de revenimiento. Este no es un indicador cierto de la trabajabilidad del concreto, especialmente, para la colocación mediante moldes deslizantes. El contratista debe reconocer que además de diseñar la mezcla para que cumpla con la resistencia, revenimiento y contenido de aire, debe diseñarla para asegurar su trabajabilidad, para las características de mezcla dadas, el equipo de pavimentación proyectado y las condiciones ambientales esperadas para la época de la pavimentación. La granulometría de los agregados, en un diseño de mezcla para pavimento rígido, cumple lo establecido en la norma de la ASTM C33, sin embargo, pueden existir requisitos contradictorios relacionados con la granulometría permitida de los finos, en términos del material pasa tamices N° 50 y N° 100.

Las proporciones en las mezclas de concreto, obedecen a un diseño de mezclas cuyo procedimiento está tomado de la Asociación del Cemento Pórtland de los EE.UU., PCA, con los siguientes pasos:

1. Obtener la información requerida, por ej.: granulometría, absorción, peso específico, etc. para los materiales a emplear.
2. Identificar los requisitos del proyecto, para elegir la relación máxima a/c, contenido de aire nominal, revenimiento, resistencia a los sulfatos y resistencia a la compresión, tracción, flexión y corte.

3. Elegir el revenimiento. Para los pavimentos con moldes deslizables, debe estar comprendido entre 13mm y 38 mm para minimizar el asentamiento en los bordes.
4. Escoger el tamaño máximo del agregado disponible entre las opciones económicas y que pueda ser colocado y consolidado.
5. Estimar el agua para la mezcla y el contenido de aire.
6. Seleccionar la relación agua-cemento (a/c), necesaria para alcanzar los requisitos de resistencia y durabilidad. Para el concreto expuesto a congelación, la relación a/c no debe exceder de 0.45 ó menor para resistir el ataque de los sulfatos.
7. Calcular el contenido de cemento estimando las proporciones a usar, de acuerdo con las propiedades deseadas.
8. Estimar los contenidos de agregados grueso y fino.
9. Ajustar, de acuerdo con la condición de humedad de los agregados.

Curado del concreto. Es el mantenimiento de la humedad adecuada y los regímenes de temperatura del concreto recién colocado por un período de tiempo inmediatamente posterior a su terminación o una vez haya desencofrado. El curado incorrecto puede causar graves detrimentos en las propiedades del concreto a corto plazo (fisuración por retracción plástica) y a largo plazo (superficie menos durable, alabeo excesivo del concreto endurecido). Así, el concreto requiere en su elaboración y aplicación, mezclado correcto, uniformidad en la aplicación, tiempos determinados de aplicación,. Entonces, el curado del concreto requerirá lo siguiente:

1. Los tiempos de aplicación del curado son cruciales, especialmente durante tiempo caluroso. Es necesario aplicar el curado tan pronto como desaparezca el agua sobre la superficie del concreto luego de su terminación y texturizado. Puede que no se forme agua cuando usa ceniza volátil o escoria.
2. Cuando se emplean compuestos aplicados por pulverizado, la cantidad y uniformidad de la cobertura son factores cruciales, para ello, es necesario lo siguiente:
 - a. Aplicar el curado por pulverizado mediante un equipo montado sobre una estructura autopropulsada que abarque todo el ancho de la faja pavimentada.
 - b. Limitar el pulverizado manual sólo a las áreas pavimentadas manualmente.
 - c. Cuando se usan compuestos de curados con pigmentación blanca, su aplicación uniforme puede examinarse visualmente y verificar la proporción a través de la medición del volumen usado para un área dada y su posterior comparación con los requisitos especificados o recomendados por el fabricante.
 - d. Aplicar el curado a las caras expuestas del concreto tras la colocación mediante moldes deslizantes o el retiro de los moldes.
 - e. Aplicar el curado a las superficies de las juntas inmediatamente después de aserrarlas y limpiarlas.

3. Si se ha de usar curado por vía húmeda, debe mantenerse mojada la totalidad de la superficie del concreto durante todo el periodo de curado (generalmente 7 días) o durante la aplicación del compuesto de curado.

3.8. PROTECCION DEL CONCRETO CONTRA DAÑOS OCASIONADOS POR LA LLUVIA

El contratista y el inspector deben estar al tanto de los procedimientos a seguir para proteger el concreto fresco en caso de lluvia, teniendo en cuenta lo siguiente:

1. Disponer en el sitio, y en todo momento, de cubiertas protectoras tales como láminas de polietileno o lonas alquitranadas, en la practica, se usa plastico negro empieza s que vende las ferreterías del pais.
2. Cuando comienza a llover, parar las tareas de elaboración y colocación, se cubre el concreto fresco de forma tal que la lluvia no marque la superficie ni lave la pasta de cemento. Existen dos consecuencias principales de la lluvia durante la colocación del pavimento:
 - a. La lluvia puede dañar la superficie del pavimento dejando improntas o lavando pasta de la superficie. El daño, generalmente es mínimo cuando el concreto ha alcanzado su fraguado final.
 - b. El enfriado súbito, de la superficie del pavimento debido a la lluvia, luego del fraguado, final puede llevar a un desarrollo más rápido de tensiones térmicas. Aún, si se comenzó a tiempo con el aserrado, aumenta la posibilidad de fisuraciones incontroladas tempranas.

Ensayos de la superficie expuesta a la lluvia:

- Evaluar visualmente cualquier daño producido por la lluvia y determinar su alcance. Se pueden extraer testigos para realizar un análisis petrográfico con el fin de determinar si la lluvia ha alterado la dureza de la superficie o penetrado en el sistema de burbujas de aire atrapado. Los testigos se deben extraer del comienzo y el final de las superficies dañadas.
- Los resultados del análisis petrográfico pueden usarse para establecer los límites y la eliminación del concreto dañado. En general, las superficies no se consideran resistentes a la abrasión si el daño tiene profundidad mayor que 3 mm. Para la durabilidad congelación-deshielo, el factor de espaciado de las burbujas con aire atrapado debe ser menor que 0,20 mm (0,008”).
- También se pueden realizar ensayos de descascaramiento de la superficie en las superficies superiores de los testigos, de acuerdo con la norma de la ASTM C 672. El ensayo se realiza sin descongelantes, ya que el concreto puede no haber estado sometido a químicos descongelantes.
- Ensayo de abrasión. Ensayar tres testigos de una área dañada por la lluvia y tres testigos de áreas en buen estado. Empotrar los testigos en una cama cuadrada de 30 cm (1 pie) de lado y realizar el ensayo de abrasión.

Es necesario retirar el concreto dañado por la lluvia si se determina que la superficie no es resistente en términos de abrasión. resistencia al deslizamiento (textura de la superficie) o a la congelación y deshielo.

Se pueden considerar las siguientes pautas al evaluar los efectos de la lluvia:

1. La llovizna ligera e intermitente puede ser beneficiosa mientras no agregue agua al concreto, no consolidado, frente a la pavimentadora o a la superficie de concreto a terminar.

2. Si la lluvia es suficiente como para acumular una cierta cantidad de agua sobre la superficie del concreto recién colocado antes de su terminación, es el momento de detener las tareas y tomar medidas de protección.
3. Si la lluvia es lo suficientemente fuerte como para marcar el concreto fresco, ya es tarde para detener la pavimentación.

3.9. JUNTAS EN EL CONCRETO PARA SU BUEN DESEMPEÑO

Estas controlan el agrietamiento, manteniendo la capacidad estructural del pavimento, calidad y desempeño eficiente. Sus funciones más específicas son las siguientes:

- Controlar del agrietamiento transversal y longitudinal provocado por las restricciones de contracción, combinándose con los efectos de pandeo o alabeo de las losas, así como las cargas del tráfico.
- Dividir el pavimento en incrementos prácticos para la construcción (por ejemplo, los carriles de circulación).
- Absorber los esfuerzos provocados por los movimientos de las losas.
- Proveer una adecuada transferencia de carga.
- Dar forma al depósito para el sellado de la junta.

Una construcción adecuada y a tiempo, un diseño apropiado del sistema de juntas incluyendo el efectivo sellado y construcción adecuada, es importante para el buen desempeño del pavimento rígido, y control de agrietamiento y contracción como sigue:

Un adecuado sistema de juntas, está basado en control del agrietamiento que ocurre de manera natural en cualquier pavimento de concreto. La mayor parte

de la contracción anticipada del concreto ocurre a muy temprana edad en la vida del pavimento, provocado principalmente por cambios de temperatura.

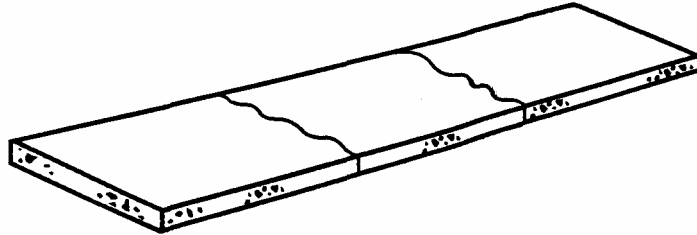
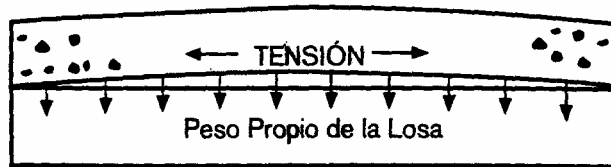


Figura 3.3 Agrietamiento Inicial en un pavimento de concreto sin juntas.

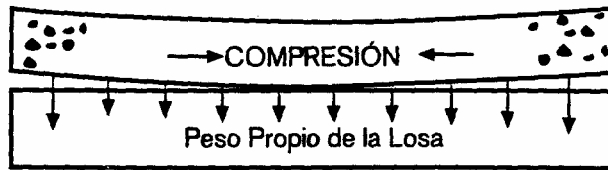
El espaciamiento de las grietas iniciales del pavimento varían entre 1.20 y 5.00 metros y dependen de las propiedades del concreto, espesor, fricción de la base y de las condiciones climáticas durante y después de la colocación.

3.9.1. Temperatura y humedad

Los esfuerzos, provocados por gradientes de temperatura y de humedad en el interior del pavimento, también pueden contribuir al agrietamiento, la diferencia es, que estos ocurren generalmente después de fraguado el concreto. El alabeo de las losas, es principalmente el resultado del gradiente de temperatura a través de la profundidad de la estructura del pavimento. Ver figura 3.6.



ALABEO DIURNO



ALABEO NOCTURNO

Figura 3.4. Alabeo de las losas de los pavimentos de concreto.

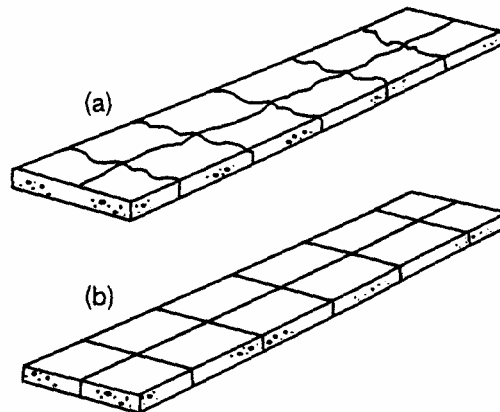


Figura 3.5 Patrón de agrietamiento provocado por el medio ambiente y los esfuerzos de las cargas en un pavimento de concreto sin juntas (b) Diseño adecuado de las juntas para controlar la ubicación y geometría de las grietas en un pavimento de concreto.

3.9.2 Eficiencia de la junta. La transferencia de carga es posibilidad que tiene la junta de transferir una parte de la carga aplicada de uno al otro lado de la junta (figura 3.6) y se mide por la “eficiencia de la junta”. Una junta es 100 % efectiva si logra transferir la mitad de la carga aplicada al otro lado de la junta, mientras que un 0% de efectividad significa que ninguna parte de la carga es transferida a través de la junta ver figura 3.6.

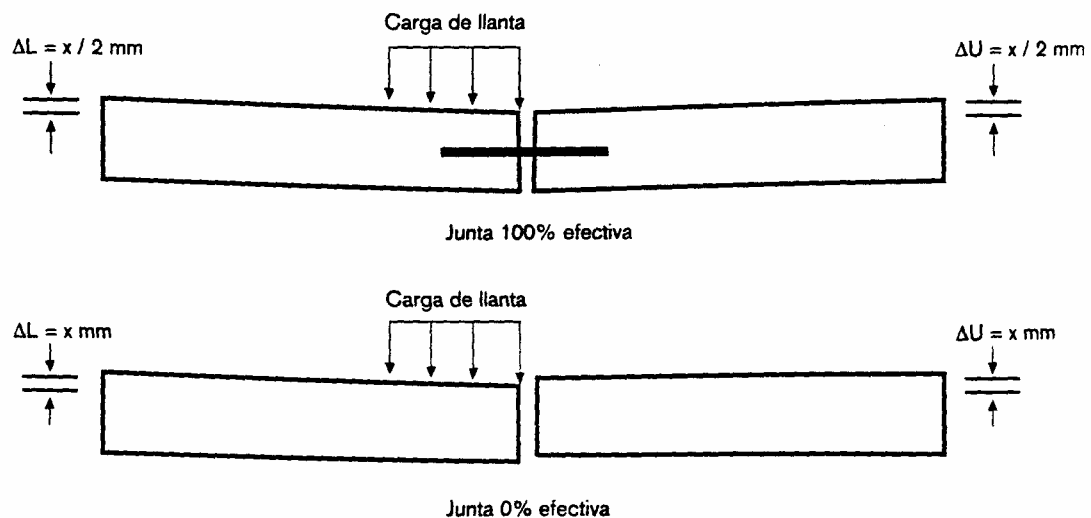


Figura 3.6 Eficiencia de las Juntas.

La evaluación en campo de la transferencia de carga se realiza midiendo las deflexiones en cada lado la junta dada una aplicación de carga, para conocer su eficiencia (E%), con la ecuación 3.1

$$E = \frac{2\Delta_U}{\Delta_L + \Delta_U} 100$$

Ec.3.1

Donde:

Δ_L = Deflección del lado cargado de la junta.

Δ_U = Deflección del lado no cargado de la junta.

Los factores que contribuyen a la transferencia de carga son los siguientes:

Trabazón de agregados. Este sistema de transferencia de carga es más efectivo para pavimentos contruidos con una corta separación de las juntas y bases estabilizadas no erosionables o bases impermeables que experimenten bajos volúmenes de tráfico pesado.

Para incrementar la trabazón de agregados y minimizar la diferencia de elevación en las juntas, se recomienda hacer lo siguiente:

- Losas con espesores mayor que 10cm, 20cm a 25cm , ya que habiendo mayor área para trabazón de agregado hay mejor transferencia de carga.
- Poca separación de juntas, menor que 4.5 metros.
- Bases rígidas (estabilizadas) con valores altos de módulo de subreacción del suelo (k). Apoyo lateral mediante acotamientos de concreto.

Transferencia de carga mecánica - Pasajuntas . La trabazón de agregados, por si sola, no provee la suficiente transferencia de carga para buena efectividad a largo plazo en la mayoría de los pavimentos, principalmente en los proyectos carreteros donde se tienen altos volúmenes de tráfico pesado. Por lo que en caso inverso a las cantidades de tráfico citadas, usar pasajuntas y dejar la

transferencia de carga en las juntas a medios mecánicos, como las barras pasajuntas. Esto, en proyectos con un tráfico mayor que 120 vehículos pesados diarios ó más de 5 millones de ESAL's rígidos (Ejes Equivalente Sencillos de 18 kips).

Tipos de juntas. Los tipos de juntas más comunes en los pavimentos de concreto son los siguientes:

1. Juntas Transversales de Contracción. Son las juntas que se construyen transversalmente al eje central del pavimento y espaciadas para controlar el agrietamiento provocado por efecto de contracciones cambios de temperatura y de humedad en el cemento.
2. Juntas Transversales de Construcción. Son las juntas colocadas al final de un día de pavimentación o por cualquier otra interrupción a los trabajos, por ejemplo, los accesos o aproches a un puente.
3. Junta Transversal de Expansión/Aislamiento. Estas juntas son colocadas en donde se permita el movimiento de la carpeta sin dañar estructuras adyacentes, puentes, estructuras de drenaje, etc., o el mismo pavimento.
4. Junta Longitudinal de Contracción. Son juntas que dividen los carriles de tránsito y controlan el agrietamiento donde van a ser colados, en una sola franja, dos o más carriles.
5. Junta Longitudinal de Construcción. Estas juntas unen carriles adyacentes cuando van a ser pavimentados en tiempos diferentes.

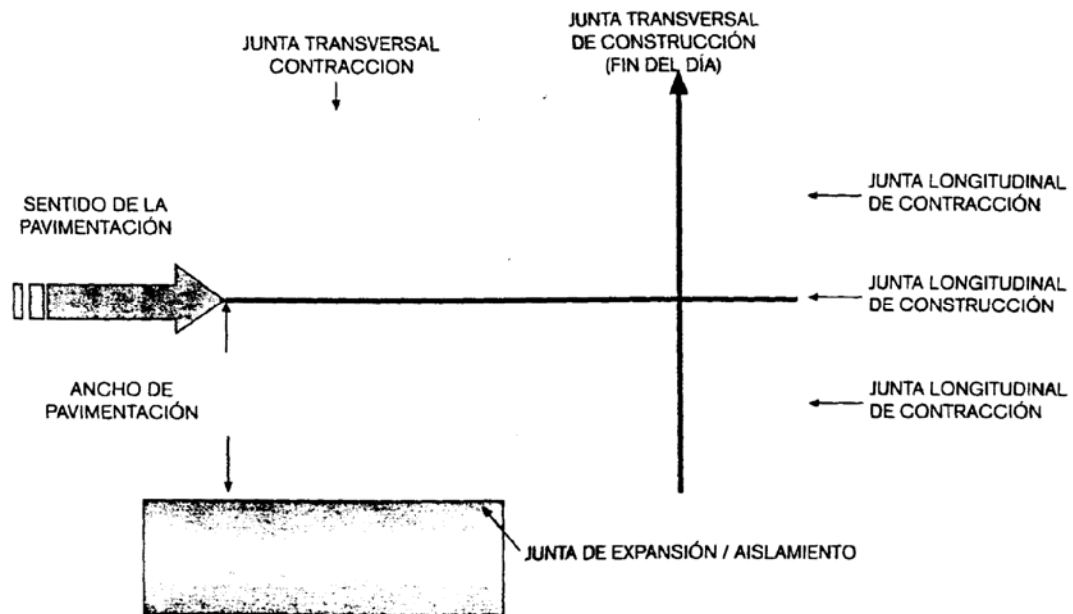


Figura 3.7 Croquis de los tipos de juntas en un pavimento de concreto.

3.10. DESEMPEÑO DEL PAVIMENTO: DESEMPEÑO FUNCIONAL, DESEMPEÑO ESTRUCTURAL, Y SEGURIDAD.

- a. El desempeño funcional de un pavimento rígido, está relacionado con qué tan bien el pavimento sirve al usuario, confort y calidad del viaje es la característica dominante. De acuerdo con el concepto de “serviciabilidad-desempeño”, durante la prueba de carreteras de la AASHO en 1957
- b. El desempeño estructural de un pavimento rígido, está relacionado con su condición física; por ejemplo, la existencia de agrietamientos, descascaramiento, o fallas de las losas que afectan negativamente la capacidad de carga de la estructura del pavimento.
- c. Desempeño funcional y estructural. Es importante la seguridad, la fuerza de fricción proporcionada por la interfase llanta/pavimento.

3.10.1 Índice de Serviciabilidad.

La serviciabilidad de un pavimento rígido, está expresada en términos del índice de serviciabilidad (PSI). Este se obtiene de la medición de la rugosidad y las fallas en el pavimento, por ejemplo, grietas, parches, y otras fallas, a un determinado tiempo durante la vida de servicio del pavimento. La rugosidad es el factor dominante en la estimación del índice de serviciabilidad de un pavimento. De esta manera, un método confiable para la medición de rugosidad tal como el medidor mayor o el perfilógrafo, es importante para monitorear el desempeño del pavimento. La escala del índice de serviciabilidad , varía de 0 a 5, representando el valor de 5 el índice más alto de serviciabilidad. Para el diseño, es necesario seleccionar tanto el índice de serviciabilidad inicial como el final.

3.10.1.1 Serviciabilidad inicial.

El índice de serviciabilidad inicial (p_i) es un estimado de lo que el índice de serviciabilidad será inmediatamente después de terminar la construcción.

3.10.1.2 Serviciabilidad Final

El índice de serviciabilidad final (p_f) es el nivel más bajo de serviciabilidad aceptado, antes de que un tratamiento superficial o la reconstrucción del pavimento sea necesaria. Para el diseño de carreteras principales se sugiere su valor entre 2.5 a 3.0, en tanto que un valor de 2.0 se sugiere para caminos de menor clasificación. Para carreteras menores o económicas, donde la inversión inicial es baja, se puede utilizar un índice de serviciabilidad final de 1.5

3.10.1.3 Los factores que afectan la pérdida de serviciabilidad de su pavimento son:

- Tránsito,

xpansivos, es posible reducir el efecto de la expansión a límites aceptables mediante estabilización reemplazando el suelo con un material no expansivo.

3.11. LOSA DE CONCRETO EN PAVIMENTO RIGIDO

El concreto, se expande o contrae cuando la temperatura o el contenido de humedad aumentan o disminuyen. La unidad de cambio del concreto, debido a la temperatura, se caracteriza por el coeficiente térmico de expansión, el cual varía entre $3.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ a $6.6 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ y en gran parte, está en función del tipo de agregado grueso empleado en la mezcla. Si la losa está restringida contra la deformación libre, lo cual típicamente se deriva del peso de la losa de pavimento en la forma de fricción de retorcimiento o de deslizamiento, los esfuerzos resultantes serán conforme a la cantidad de restricción encontrada. Ambientalmente, en los pavimentos de concreto, su desempeño ha indicado una fuerte correlación entre las condiciones climáticas al momento de la construcción y el desempeño a largo plazo del sistema de pavimentación. El grado o magnitud de los esfuerzos resultantes de un determinado cambio en la temperatura o en la humedad de la losa son también una función del tiempo. El concreto, es un conductor pobre de calor y de humedad, y cualquier cambio en estas cantidades en la superficie de un pavimento de concreto, no es transmitido inmediatamente a través de todo el espesor de la losa. Por tanto,

3.12 PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO ESTRUCTURAL

3.12.1 Módulo de poisson de materiales comúnmente utilizados en la construcción de obras viales y módulo de poisson del concreto hidráulico, Concreto Asfáltico o Mezcla Asfáltica y del Suelos.

El Concreto Hidráulico no es un material elástico lineal, la línea que representa la relación entre esfuerzos y deformaciones en el diagrama esfuerzo deformación, sólo exhibe un reducido tramo inicial de proporcionalidad, al comenzar la aplicación de la carga, y después, se define una curva debido a que las deformaciones aumentan progresivamente en mayor proporción que los esfuerzos. El concreto endurecido es frecuente considerarlo, como, un conjunto de partículas duras y resistentes (los agregados) dispersos en una matriz relativamente más débil (la pasta de cemento hidratada), los esfuerzos que se generan trabajando en conjunto (el concreto) son debidos a la aplicación de carga de tráfico. En términos generales, en un espécimen de prueba, las deformaciones siguen tendencias en correspondencia con los esfuerzos, presentando un intervalo inicial relativamente elástico en un nivel de esfuerzos inferior al 30 ó 40 por ciento del esfuerzo de ruptura, y después se incrementa a mayor velocidad que los esfuerzos, hasta alcanzar la falla. La proporción en la que el espécimen se deforma transversalmente con respecto a lo que se

deforma longitudinalmente, se definió como módulo o relación de poisson y, aunque esta relación no se conserva constante dentro del intervalo pseudoelástico, como al módulo de elasticidad, se le puede considerar un valor medio representativo. Así conforme al método de prueba de la ASTM C-469, la Relación de Poisson se calcula con la ecuación 3.3 a partir de las deformaciones transversales medidas a la mitad de la altura del espécimen, esta es:

$$\mu = \frac{\epsilon_{tB} - \epsilon_{tA}}{\epsilon_B - \epsilon_A}$$

Ec.3.3

En la cual ϵ_{tB} es la deformación transversal producida por un esfuerzo equivalente al 40% del esfuerzo de ruptura, y ϵ_{tA} es la deformación transversal que se manifiesta con el esfuerzo que produce una deformación longitudinal de 50 millonésimas (ver figura No. 3.8).

La medición de las deformaciones longitudinales y transversales tenemos; según la norma se requiere un Compresómetro, de suficiente precisión para medir la primera lectura de 5 millonésimas en deformación unitaria como parte del promedio de la deformación de dos marcas diametralmente opuestas. Un extensómetro, con capacidad para medir, con una aproximación de 25 x 10 pulg (0.635 x 10 4mm), el cambio de diámetro de la probeta a media altura del espécimen, ver figura 3.8

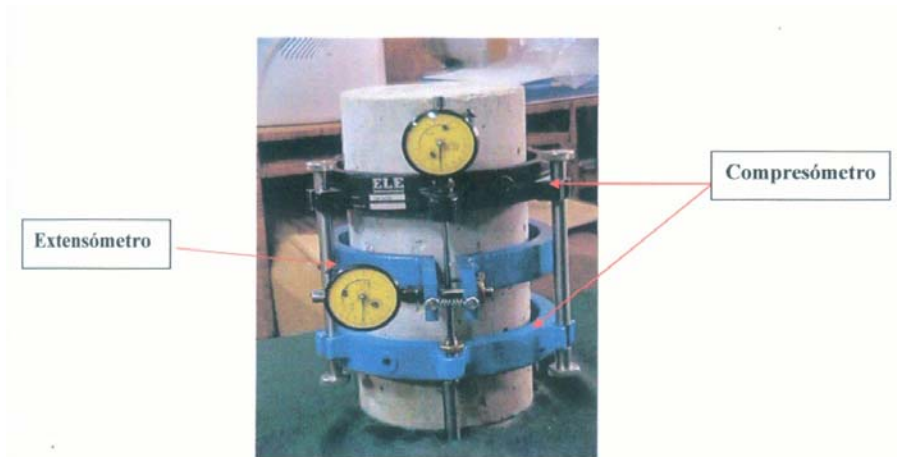


Figura No. 9. Compresómetro y Extensómetro
para la determinación del Módulo de Poisson

Figura No. 3.8 Compresómetro y extensómetro para la determinación del Módulo de Poisson

El módulo de Poisson del concreto hidráulico (μ) puede oscilar entre 0.11 y 0.27. Para los concretos de peso normal, su intervalo más frecuente es entre 0.15 y 0.20. Sin embargo, su valor siempre se determinara para cada diseño de mezcla. La influencia de los agregados en el módulo de Poisson del concreto es muy significativa, tanto por lo que se refiere a las características intrínsecas de las rocas que los constituyen, como por la proporción que representan en la mezcla.

3.12.2 Módulo de Elasticidad (E_c)

Cuando un espécimen de concreto endurecido se somete por primera vez a una carga de compresión axial, que se incrementa progresivamente, a velocidad uniforme mm/min, hasta un valor inferior al de ruptura (kg/cm^2) y después se retira a la misma velocidad, ocurre lo que se indica esquemáticamente en la Fig. 3.9

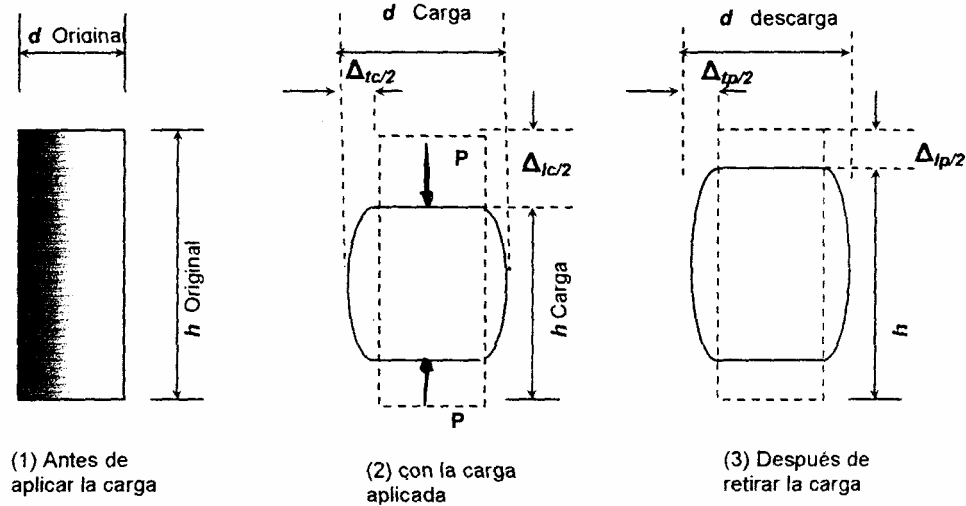


Fig. 3.9 Representación esquemática de las deformaciones de un espécimen cilíndrico de concreto a compresión axial, durante y después de la aplicación de carga. Fuente:Manual de Tecnología del concreto. Sección CFE

En el esquema (1) de la figura 3.9, un espécimen cilíndrico de diámetro d y altura h , antes de aplicar la carga; el esquema (2) una vez aplicada la carga hasta llegar al valor P , se produce una deformación longitudinal Δ_k y una deformación transversal simultánea, el esquema (3); después de retirar completamente la carga, el espécimen no recupera totalmente sus dimensiones originales, quedándole una deformación permanente. Si durante el proceso de carga y descarga completo en el espécimen, se miden las deformaciones parciales a diferentes niveles del esfuerzo (G) se pueden obtener pares de datos de esfuerzos y deformaciones que al representarlos en un sistema de ejes ortogonales, con las deformaciones como abscisas y los esfuerzos longitudinales como ordenadas, producen una gráfica como la indicada en la Fig 3.10, la cual identifica la manera cómo evolucionan las deformaciones longitudinales del espécimen en el curso de este proceso de carga y descarga.

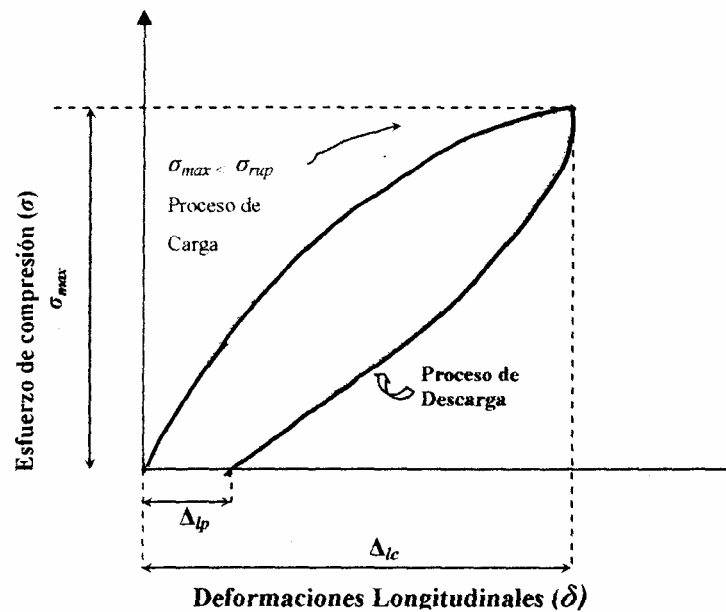


Figura 3.10 curva esfuerzo deformaciones un espécimen sometido a carga y descarga. En esta figura se observa, que el concreto no es la de un material propiamente elástico, ya que conserva una deformación permanente (Δ_{lp}), la línea que representa la relación entre esfuerzos y deformaciones sólo exhibe un reducido tramo inicial de proporcionalidad, al comenzar la aplicación de la carga, y después va definiendo una curvatura, debido a que las deformaciones aumentan progresivamente en mayor proporción que los esfuerzos. El concreto endurecido, es frecuente considerarlo, un conjunto de partículas duras y resistentes (los agregados) dispersos en una matriz relativamente más débil (la pasta de cemento hidratada), cuya respuesta de este conjunto (el concreto) va con la aplicación de las cargas, del tráfico. Lo que con frecuencia se admite que ocurre en el concreto, es que existan micro fisuras y otras discontinuidades en la zona de contacto pasta agregado desde antes que el concreto reciba su primera carga, lo que se traduce en una adhesión imperfecta entre ambos componentes y en la posibilidad de que se produzcan concentraciones de esfuerzo en esa zona.

En la figura 3.11, conforme se aplica la primera carga, las microfisuras comienzan a extenderse, después se propagan a través de la pasta y terminan por hacer fallar el concreto. En estas condiciones, las deformaciones en el concreto tienden a incrementar más que los esfuerzos medios, salvo en un breve intervalo inicial, en el que las microfisuras preexistentes permanecen prácticamente estables y se manifiesta proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones. En esta gráfica, se delimitan cuatro intervalos del nivel de esfuerzo deformación unitaria del concreto, que se identifican con cuatro diferentes etapas en el proceso de crecimiento y propagación de las grietas durante la aplicación de carga continua hasta la ruptura.

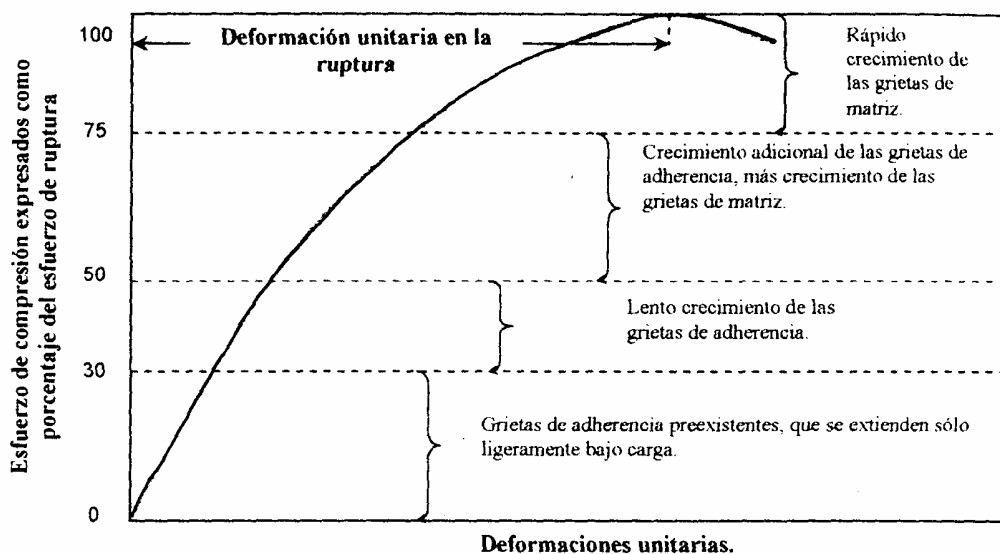


Fig. 3.11 Declinación de la curva esfuerzo deformación unitaria del concreto conforme evoluciona el crecimiento de grietas. Fuente: Manual de Tecnología del Concreto, Sección 111, (CFE).

En los materiales elásticos, cuya gráfica esfuerzo - deformación unitaria es una línea recta, el módulo de elasticidad define la relación de proporcionalidad que existe entre ambas variables, es decir, se identifica con la pendiente de esa recta. Debido a la forma como se manifiesta la relación entre los esfuerzos y las deformaciones en el concreto, no es posible dar un valor riguroso del módulo de elasticidad; sin embargo para materiales así, cuya gráfica este tipo de curva, suelen considerarse otras variantes del módulo de elasticidad, que pueden referirse a la pendiente de la tangente en el origen de la secante entre el origen y otro punto, o de la cuerda entre dos puntos sobre la curva. de modo que al trabajar el concreto dentro de ese intervalo pueda suponerse razonablemente trabajando estáticamente elástico.

3.12.3. Módulo de Ruptura, Resistencia de Tensión por Flexión

Las pruebas ASTM C 293 y ASTM C 78 respectivamente para determinar la resistencia del concreto a tensión por flexión, en ambos se utiliza el mismo tipo de espécimen prismático, que se prueba a flexión como. una viga libremente apoyada, pero con la diferencia del modo como se le aplica la carga: en un caso, la flexión se produce con una carga concentrada en el centro del claro, y en el otro con dos cargas concentradas iguales, aplicadas en los tercios del claro. En la práctica, se prefiere el segundo (con cargas iguales en los tercios del claro) porque en esta condición de carga, todo el tercio central del espécimen queda sometido al momento máximo de flexión y al correspondiente esfuerzo máximo de tensión, creando un estado constante de esfuerzo, que da oportunidad para que la falla ocurra dentro de este tramo central.

La resistencia a tensión del concreto, determinada por flexión, suele manifestar valores más elevados que por los obtenidos por tensión directa e indirecta, debido a la distribución no uniforme de esfuerzos en la sección de falla, que restringe la propagación de las grietas y las simplificaciones teóricas que se hacen para el cálculo del esfuerzo máximo, a los cuales se suma en este caso,

cierto efecto de trabazón entre la pasta de cemento y el agregado grueso, particularmente, cuando este se ha constituido por fragmentos producto de la trituración de una roca de buena calidad. Por todo ello, frecuentemente se dice que en esta forma de ensaye se sobrestima la resistencia a tensión del concreto; no obstante, por considerar la representatividad de las condiciones operativas del concreto en las estructuras que trabajan a flexión, como es el caso de los pavimentos rígidos, se le considera la forma apropiada para definir y verificar la resistencia de diseño de estas estructuras. Conforme al método normal de prueba ASTM C 78, el ensaye debe realizarse en especímenes de forma prismática y sección rectangular que cumplan con los requisitos dimensionales establecidos para su elaboración en los métodos de las especificaciones de la ASTM C 31 y ASTM C 192, como sigue:

La sección puede ser rectangular o cuadrada, y si es rectangular el peralte h no debe exceder a 1.5 veces el ancho b ; la longitud del espécimen (viga) debe ser por lo menos 50mm mayor que el triple del peralte, a fin de que el claro de prueba sea exactamente igual a $3h$; el ancho b , debe ser igual o mayor que tres veces el tamaño máximo del agregado que contenga el concreto. Ver figura 3.12

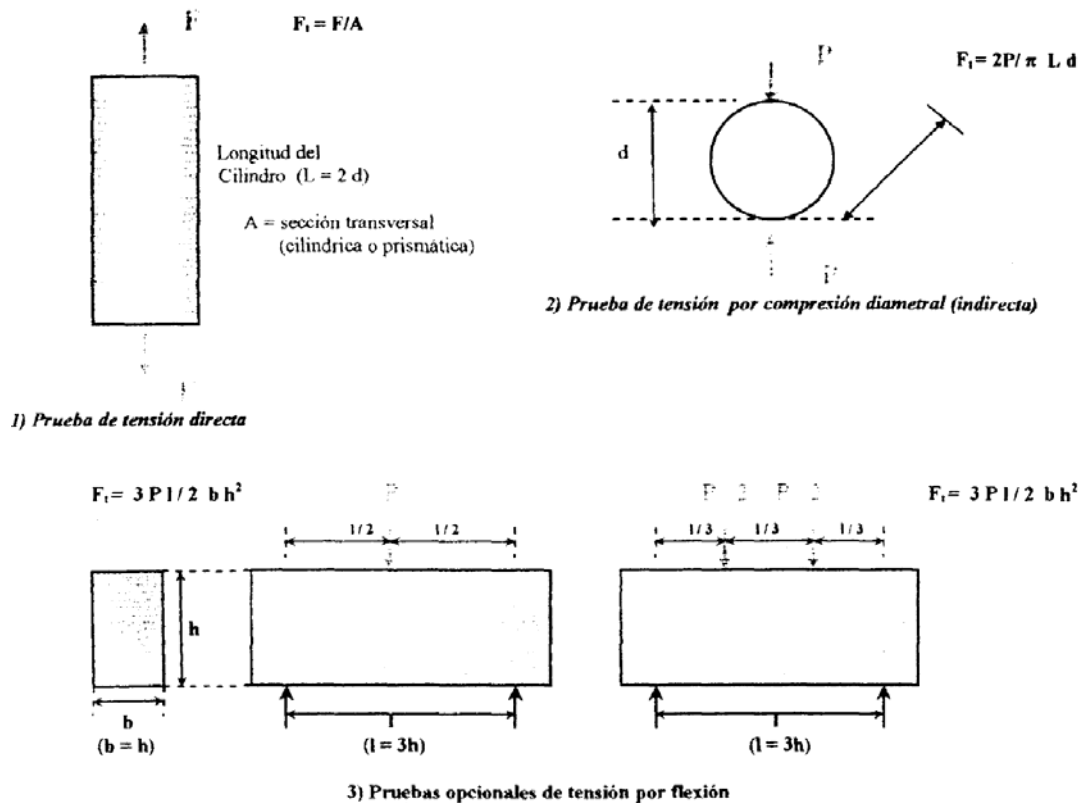


Fig. 3.12 Representación esquemática de los procedimientos usuales para determinar la resistencia a tensión del concreto. Fuente: Manual de Tecnología del concreto. Sección 111 (CFE).

No obstante, con el fin de eliminar variables y hacer el resultado de esta prueba más comprensible, en tales métodos se considera como espécimen estándar la viga de sección cuadrada de 152mm x 152 mm y longitud igual a 508 mm (20 pulg), que es aplicable a todo concreto cuyo tamaño máximo de agregado no exceda a 51 mm (2 pulg). Cuando se trata de ensayar a flexión especímenes prismáticos extraídos de la estructura (generalmente losas de pavimento) el método en la especificación de la ASTM C 42 también recomienda el uso de la viga estándar de 152mm x 152 mm, pero admite el empleo de vigas con

menores dimensiones, condicionadas al espesor de la losa y al tamaño máximo del agregado.

3.13 Uso del concreto estructural para pavimentos rígidos.

Los pavimentos rígidos están compuestos por una serie de losas de concreto, para el caso de la presente investigación sólo se tomarán en cuenta losas de concreto simple de su espesor (e), largo (l), ancho(a), esto encunto a su geometría, resistencia a la compresión del concreto, resistencia de soporte modulo de reacción combinado del suelo.

3.14 Variables, propiedades y características físico mecánicas del concreto a utilizar en el programa Sap2000.

Las variables que consideran el programa Sap2000 de acuerdo con lo descrito son las siguientes.

$F'c$: resistencia del concreto de terminara en cada punto los esfuerzos por los pesos inducidos por los vehículos estas no deben de ser mayores de 280 y 350 Kg/cm^2

Temperatura: esta tiene que ver mucho con los coeficientes de expansión térmica del concreto.

Dureza: tiene que ver mucho con las propiedades de los aridos.

La masa y el volumen: que son características muy propias del concreto los cuales tienen valores de acuerdo con la resistencia del concreto que se utilice o bien la clase de concreto que se use en el diseño de un pavimento rígido.

La relación agua cemento (a/c): esta tiene la propiedad de poder incrementar la resistencia de diseño del concreto, así como también la puede disminuir.

CAPITULO 4

CARACTERISTICAS Y

PROPIEDADES DEL SUELO

QUE SE UTILIZAN EN EL

DISEÑO DE PAVIMENTOS

RIGIDOS

4.1. INTRODUCCION

Un suelo, lo constituyen “agregados de partículas minerales, a diferencia de la roca en presencia de agua, presenta una marcada modificación de sus propiedades para el constructor, no es más que todo aquel material que puede ser excavado sin emplear explosivos.

4.2. SUELOS GRANULARES

Están formado por partículas agregadas, sin cohesión entre ellas. Su origen obedece fundamentalmente a procesos de meteorización física; termoclastía, hialoclastía o fenómenos de hidratación física, donde el transporte condiciona en buena medida sus características granulométricas. Así, un suelo de origen eólico presentará un tamaño uniforme de sus partículas; si el transporte es fluvial, presentará una granulometría progresiva en función de la energía del medio; por el contrario, en medios glaciares no existe un patrón granulométrico definido, dándose un amplio espectro del tamaño de los granos. Las características principales de este tipo de suelos son su buena capacidad portante y su elevada permeabilidad, lo que permite una rápida evacuación del agua en presencia de cargas externas. Esta capacidad de drenaje es proporcional al tamaño de las partículas, o al volumen de huecos o porosidad del suelo. Para un determinado grado de humedad, en cierto tipo de suelo las partículas más finas presentan una cohesión aparente que desaparece al variar el contenido de agua, se distinguen dos grandes grupos de partículas: el de las gravas y el de las arenas. El límite entre ambos grupos viene dado por su granulometría. La arena es la fracción de suelo de tamaño menor que 2 mm. Dentro de esta clasificación se pueden establecer otras subdivisiones. Las características mecánicas y resistentes de los suelos granulares vienen en buena parte determinadas por el ángulo de rozamiento interno entre partículas, así como por su módulo de compresibilidad.

4.3. SUELOS COHESIVOS

Se caracterizan por un tamaño más fino de sus partículas constituyentes (menor que 0.08 mm.). La cohesión, es la principal propiedad desde el punto de vista mecánico, la cual, se define como la fuerza interparticular producida por el agua de constitución del suelo, siempre que no esté saturado. La cohesión es importante desde el punto de vista de la estabilidad de las masas de suelo, por ejemplo los taludes, ya que aumenta la resistencia de un suelo frente a esfuerzos cortantes. Dentro de los suelos cohesivos, también puede establecerse una subdivisión en dos grandes grupos: los limos, de origen físico, formados por partículas de grano muy fino (entre 0.02 y 0.002 mm) y las arcillas, compuestas por un agregado de partículas microscópicas procedentes de la meteorización química de las rocas. Lo que realmente diferencia a los limos de las arcillas, son sus propiedades plásticas, los primeros son arcillas finísimas, inertes frente al agua. Las arcillas, debido a la forma lajosa de sus granos y a su reducido tamaño, acentúan los fenómenos de superficie, causado principalmente por la plasticidad. Este tipo de suelos, se caracteriza por su baja permeabilidad, dificulta el paso del agua por el reducido tamaño de sus poros, y su alta compresibilidad. Los suelos arcillosos, limosos e incluso arenosos como el loess, pueden colapsar, comprimirse de forma brusca- simplemente aumentando su grado de humedad hasta un valor crítico (entre el 85% o más para arcillas y el 40% a 60% para arenas y limos), al romperse los enlaces débiles que unen unas partículas con otras. Esta propiedad importante se emplea directamente en la compactación de suelos.

4.4. ANALISIS GRANULOMETRICO DE LOS SUELOS

La finalidad de este ensayo (NLT-104) es determinar las proporciones de los distintos tamaños de grano contenidos en una muestra, esto determina su

granulometría. El tamiz es la herramienta fundamental para efectuar este ensayo; se trata de un instrumento compuesto por un marco rígido al que se halla sujeta una malla caracterizada por un espaciado uniforme entre hilos denominado abertura o luz de malla, a través de la cual, se hace pasar la muestra de suelo a analizar. Para ello, se emplea una serie normalizada de tamices de malla cuadrada y abertura decreciente, a través de los cuales se hace pasar una determinada cantidad de suelo seco, quedando retenida en cada tamiz la parte de suelo cuyas partículas tengan un tamaño mayor que la abertura del tamiz. Existen diversas series normalizadas de tamices, aunque las más empleadas son la UNE 7050 española y la de la ASTM D-2487/69 americana.

Para determinar la fracción fina de suelo, limos y arcillas, no es posible efectuar el tamizado, por lo que se empleará el método de sedimentación (densímetro) descrito en la correspondiente norma.

Una vez realizado el proceso de tamizado y sedimentación, se procede a pesar las cantidades retenidas en cada uno de los tamices, construyendo una gráfica semilogarítmica donde se representa el porcentaje en peso de muestra retenida (o el que pasa) para cada abertura de tamiz. Ver figura 4.1.

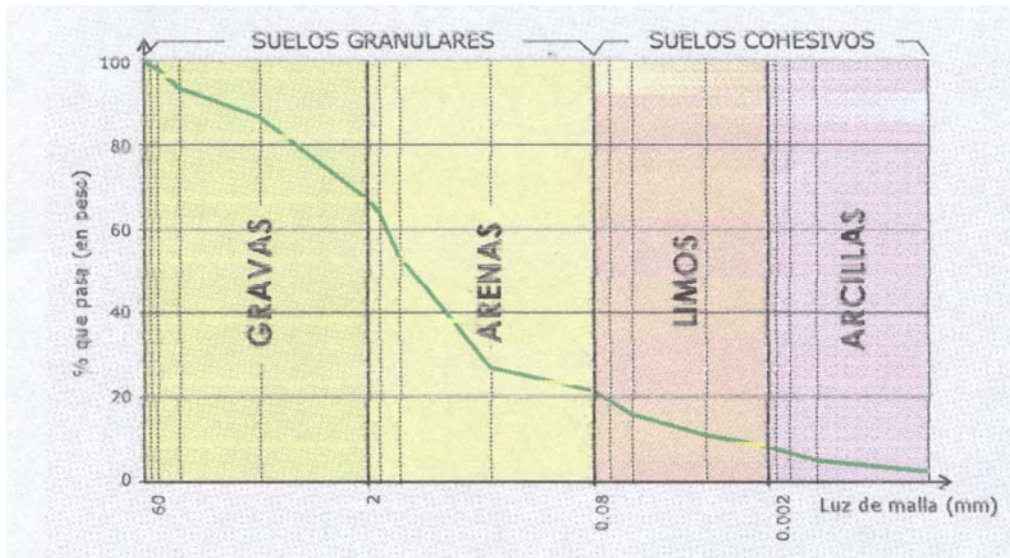


Figura 4.1.gráfica de la curva granulométrica de los suelos

Interpretación de los resultados. La interpretación de una curva granulométrica puede proporcionar información acerca de las propiedades del suelo. Con la curva se podrá diferenciar dos tipos de granulometrías siguientes:

a) Granulometría discontinúa. La curva presenta picos y tramos planos que indican que varios tamices sucesivos no retienen material, lo que evidencia que la variación de tamaños es escasa. En este caso, los suelos son mal graduados. La arena de playa es un claro ejemplo de éste tipo de suelos.

b) Granulometría continua. Los tamices retienen materia, por lo que la curva adopta una disposición suave y continua. A este tipo de suelos se les denomina bien graduados. Las zahorras se engloban dentro de este grupo.

Para la graduación de un suelo se emplea el coeficiente de curvatura, definido por la ecuación 4.1 siguiente;

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} - D_{60}} \quad \text{Ec.4.1}$$

Donde: D_x : es la abertura del tamiz o diámetro efectivo (mm) por donde pasa el $x\%$ en peso de la totalidad de la muestra de suelo analizada.

En carreteras, es importante que el suelo esté bien graduado para que al compactarlo, las partículas mas finas ocupen los huecos que dejan los áridos de mayor tamaño, reduciendo de esta forma el número de huecos y alcanzando una mayor estabilidad y capacidad portante. Un suelo bien graduado presenta valores de C_c comprendidos entre 1 y 3.

Otro parámetro muy empleado para dar idea del grado de uniformidad de un suelo, es el coeficiente de uniformidad, definido por Hazen como la relación entre las aberturas de tamices por donde pasan el 60% y el 10% en peso de la totalidad de la muestra analizada, calculado con la relación siguiente:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ec.4.2}$$

En este coeficiente, valores menor que 2 se considera suelo muy uniforme, mientras que un coeficiente menor que 5 define un suelo uniforme. Ver figura 4.2

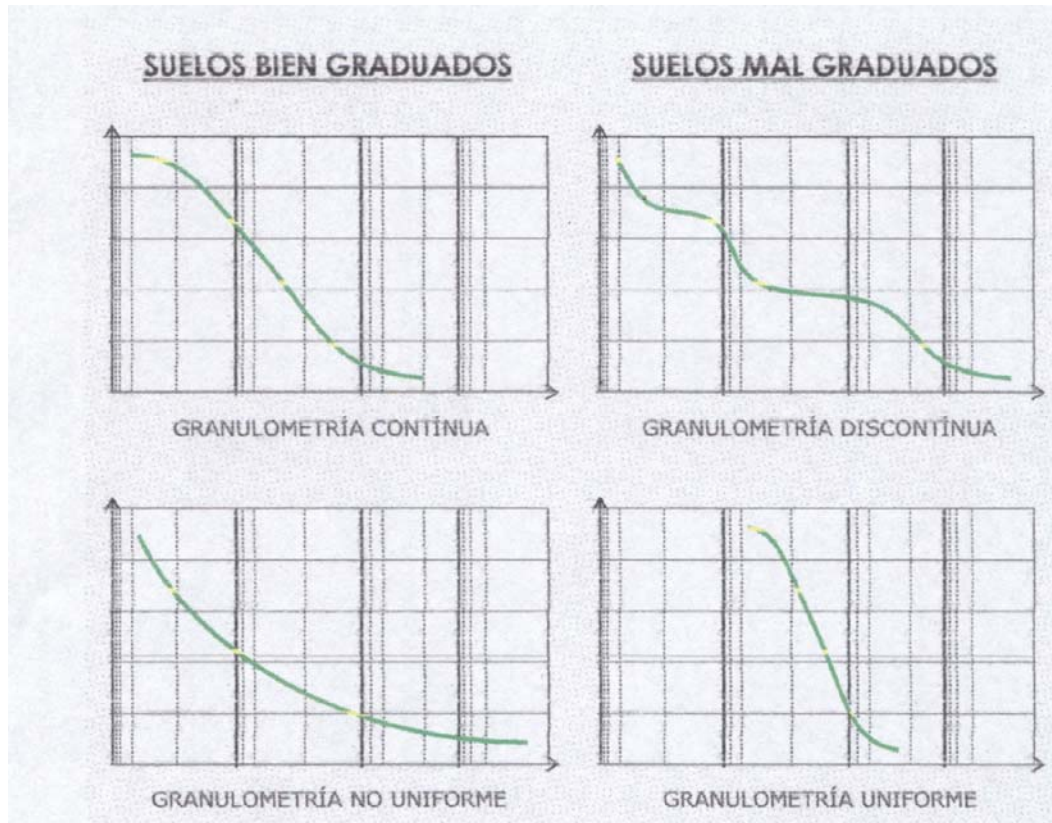


Figura4. 2. Granulometría de los suelos bien graduados o mal graduados

4.5. ESTADO DE CONSISTENCIA DEL SUELO

Un suelo que está muy influenciado por la presencia de agua en su seno, su consistencia es mayor cuanto menor es el tamaño de las partículas que lo componen, cuando predomine el componente arcilloso esta aumentara, debido a fenómenos de interacción superficial que se imponen a los de tipo gravitatorio. En estado seco, la consistencia de los suelos arcillosos, los estratos se vuelven muy duros, alta compacidad y consistencia y saturados, muy plásticos, según su composición genética, con humedades que pueden ir desde muy bajos 40% a 50%, 125% hasta un poco mayor que 900% en sus contenidos de agua (w). En la superficie expuesta al sol y a todo intemperismo, los suelos arcillosos se

cuartean en figuras pentagonales, hexagonales o similares a mosaicos, sus grietas con profundidades de pocos centímetros hasta 1 a 2 mts. Por ello, resulta muy útil estudiar los límites entre los diversos estados de consistencia que pueden darse en los suelos coherentes en función de su grado de humedad, en estado líquido, plástico, semisólido y sólido.

a) Líquido. La presencia de una cantidad excesiva de agua anula las fuerzas de atracción interparticular, (ej: fuerzas de vander vals, en arcillas) que mantenían unido al suelo, la cohesión, y lo convierte en una papilla, un líquido viscoso con baja o muy baja capacidad resistente hasta líquido.

b) Plástico: El suelo es fácilmente moldeable, presentando grandes deformaciones con la aplicación de esfuerzos pequeños. Lo plástico, hace que no recupere su estado inicial, una vez cese el esfuerzo aplicado.

c) Semisólido. El suelo deja de ser moldeable, se quiebra y resquebraja, mecánicamente es aceptable.

d) Sólido. En esta condición, su volumen no varía para pequeños cambios de humedad, y tendrá buena condición para portar cargas.

Las humedades correspondientes a los puntos de transición a cada grado de consistencia o estado del suelo, define los límites de consistencia, límite líquido (LI), límite plástico (LP) y límite de retracción (IR) como lo indica la figura 4.3

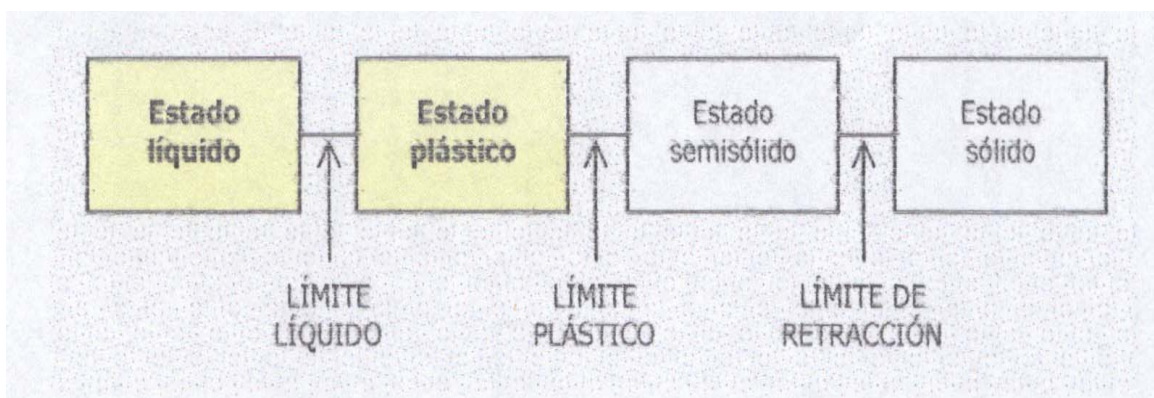


Figura 4.3. Estados de los suelos y límites de consistencia

4.6. COMPACIDAD DEL SUELO

Está directamente relacionada con la resistencia, deformabilidad y estabilidad de la estructura de soporte del pavimento rígido, como el caso de los terraplenes rellenos, en los que el suelo, lo más consolidado posible, evita los asentamientos, causantes de las variaciones de la subrasante, el alabeo de la losa de rodadura durante el tráfico. Los contenidos de humedad del suelo indicarán su grado de compactación, un suelo seco o que tiene lo más mínimos contenidos de humedad natural, en ambiente seco, por ejemplo a la temperatura ambiente al sol del medio día 36·c a 41·c, en el verano es más compacto que en el invierno pleno, donde el mismo suelo ha absorbido y acumulado mucha agua y llenando sus intersticios interparticular o vacíos del suelo y aumentando su volumen ($12\% \leq w \leq 46\%$), su compactación ha disminuido cada vez.

La humedad, juega un papel decisivo, mientras que un suelo seco necesita una determinada energía de compactación para vencer los rozamientos internos entre sus partículas, que el agua actúa como agente lubricador formando una película alrededor de los granos disminuyendo la fricción entre ellos. Añadiendo más agua al suelo, llegará un momento en el que ésta haya ocupado la totalidad de los huecos ínter granulares, y aumentara el volumen - dada la incompresibilidad del líquido y habrá mayor dificultad para evacuarlo del suelo, por lo que su compactación disminuirá. Se deduce que existirá una humedad óptima con la que se obtenga una compactación máxima, para una misma energía de compactación. Ver figura4.4

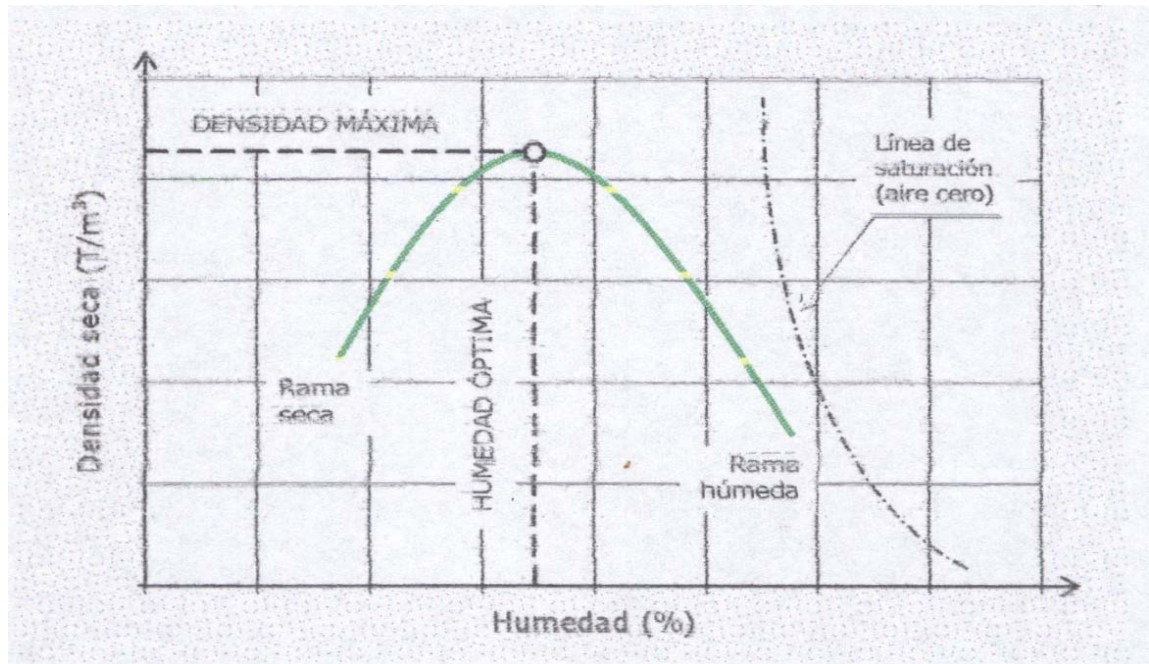


Figura 4.4. Obtención de la humedad óptima de compactación

Influencia de la energía de compactación. Para un mismo suelo y la relación humedad densidad para distintas energías de compactación a , el punto de humedad óptima varía en función de la energía inducida en la muestra.

Un estudio más en profundidad de las curvas obtenidas (Fig. 4.5) permite obtener una segunda conclusión, respecto a que la variación, donde la humedad óptima es menor cuanto mayor sea la energía de compactación empleada.

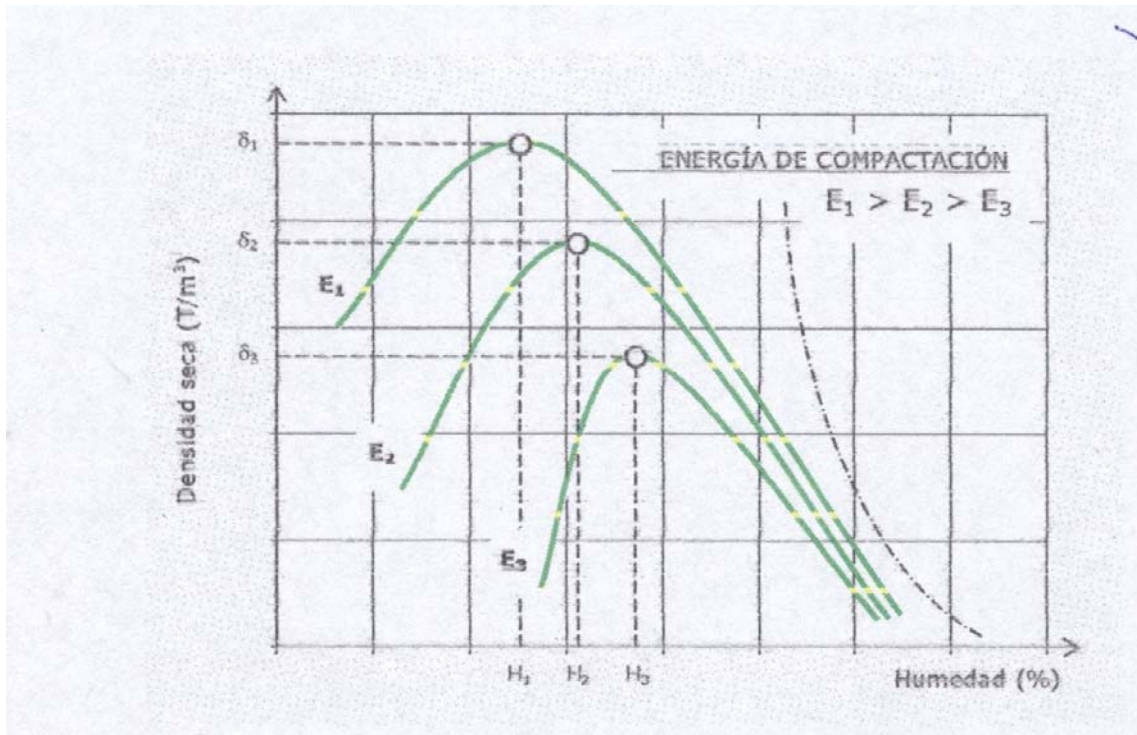


Figura4. 5. Graficas del resultado de la energía de compactación

Influencia del tipo de suelo. La composición granulométrica, determina la forma de la curva de compactación, “no hay dos suelos iguales”, Así, los suelos granulares bien graduados y con bajo contenido en finos, obtienen su densidad máxima para valores bajos de humedad. La compactación de este tipo de suelos, se realiza desde la rama seca” de la curva, humedeciendolos progresivamente hasta llegar al grado de humedad óptima. Además, presentan una curva aguda, lo que indica su gran sensibilidad a la humedad de compactación. Por el contrario, los suelos arcillosos, limosos o los formados por arenas de granulometría muy uniforme, dan curvas tendidas, lo que indica la gran dificultad de compactación que presentan.

4.7. RESISTENCIA DEL SUELO

Indicará la estabilidad mecánica, de forma que las tensiones se transmitan uniforme y progresivamente, y no se produzcan asentamientos excesivos o incluso colapso. Definirá la carga que el suelo es capaz de soportar sin que se produzcan asientos excesivos.

El indicador más empleado en carreteras, para determinar la capacidad portante de un suelo, es el índice CBR (California Bearing Ratio), llamado así porque se empleó por primera vez en el estado de California de los Estados Unidos de America. La determinación de este parámetro se realiza mediante el correspondiente ensayo normalizado (NLT-111), que consiste en un procedimiento conjunto de hinchamiento y penetración.

$$CBR = \frac{\text{Presión en muestra problema}}{\text{Presión en muestra patrón}} \cdot 100$$

ecuación 4.3

Generalmente se toman diversos pares de valores presión-penetración, construyéndo una gráfica como la de la figura 4.6; en ella, se toman los valores correspondientes a una profundidad de 2.54 y 5.08 mm. (0.1 y 0.2 pulgadas).

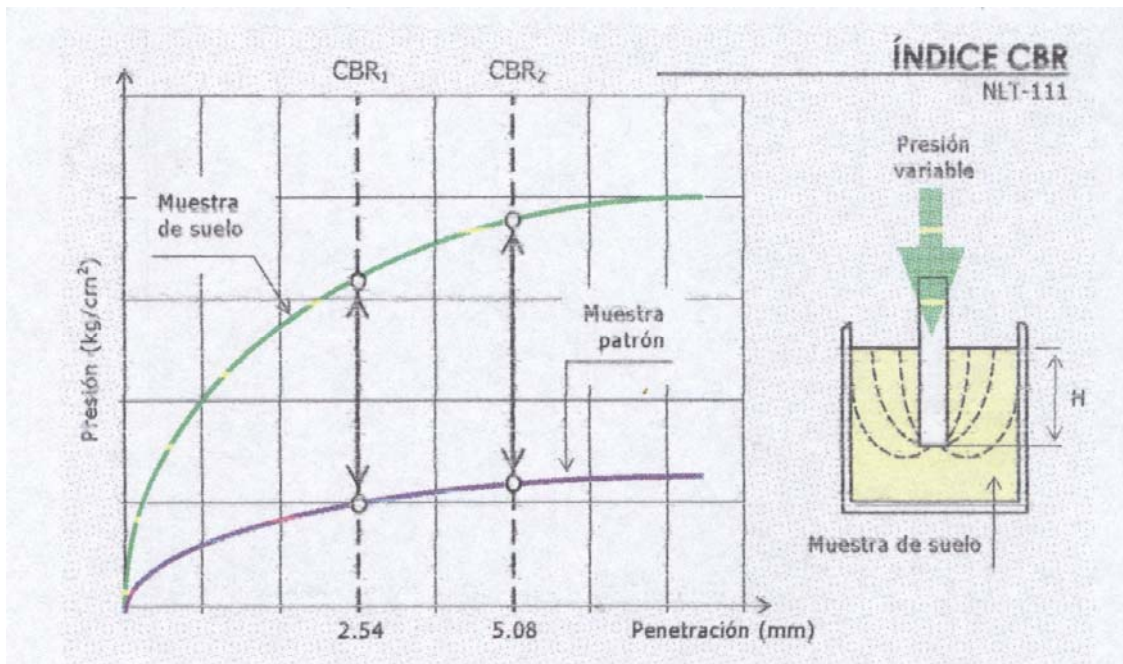


Figura 4.6. Gráfica de obtención del CBR

Las fórmulas empíricas más comunes que tratan de relacionar el valor del CBR con diversos parámetros relativos a las propiedades plásticas del suelo son la de Trocchi y la de Peltier, empleada en suelos plásticos o arenas limpias:

$$\text{CBR} = \frac{(22 - \text{IG}) \cdot \frac{D}{1.45}}{1 + \frac{\text{LL} \cdot \text{IP}}{750}} ; \quad \text{CBR} = \frac{4250}{\text{LL} \cdot \text{IP}}$$

ecuación 4.4

donde :

LI es el límite líquido, obtenido mediante el correspondiente ensayo

IP: es el índice de plasticidad del suelo.

D: es la densidad seca máxima obtenida mediante el Proctor Normal

IG: es el Índice de Grupo del Suelo (ver clasificación AASHTO)

4.8. CLASIFICACION DE LOS SUELOS

La determinación y cuantificación de las diferentes propiedades de un suelo efectuadas mediante los ensayos granulométricos, tienen como objetivo último establecer de una división sistemática de los diferentes tipos de suelos existentes, atendiendo a la similitud de sus características físicas y sus propiedades geomecánicas.

4.8.1 Clasificación general de casagrande modificada.

Arthur Casagrande, 1942, ideó el sistema de clasificación de suelos, que fue empleado por el cuerpo de ingenieros del ejército de los EE.UU. para la construcción de pistas de aterrizaje durante la segunda guerra mundial, diez años más tarde, y vista su gran utilidad, este sistema se adoptó en Ingeniería Civil, ligeramente modificado por el Bureau of Reclamation, naciendo el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); este sistema fue adoptado por la ASTM (American Society of Testing Materials) como parte de sus métodos normalizados.

La clasificación SUCS se vale de unos símbolos de grupo, consistentes en un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que matiza sus propiedades. En la tabla 4.1 se indican los símbolos y su significación:

Tabla 4.1. Simbología de los distintos tipos de suelos.

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobrememente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

En función de estos símbolos, se establecen diferentes combinaciones que definen uno y otro tipo de suelo tal como se muestra en la tabla 4.2:

Tabla 4.2. Representación de la combinación de los distintos tipos de suelos

SÍMBOLO	Características generales		
GW GP GM GC	GRAVAS (>50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
			Pobrememente graduadas
		Con finos (Finos > 12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
SW SP SM SC	ARENAS (<50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
			Pobrememente graduadas
		Con finos (Finos > 12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
ML MH	LIMOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
CL CH	ARCILLAS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
OL OH	SUELOS ORGÁNICOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

En esta tabla, existe una clara distinción entre tres grandes grupos de suelos, ver tabla 4.3.

- Suelos de grano grueso (G y S) Formados por gravas y arenas con menos del 50% en contenido de finos, empleando el tamiz 0.080 UNE (#200 ASTM).
- Suelos de grano fino (M y C) Formados por suelos con al menos 50% de contenido de limos y arcillas.
- Suelos orgánicos (O, Pt): Constituidos fundamentalmente por materia orgánica. Son inservibles como terreno de cimentación.

Asimismo, dentro de la tipología expuesta pueden existir casos intermedios, empleando una doble nomenclatura, por ejemplo, una grava bien graduada que contenga entre 5% a 12% de finos, se clasificará como GW-GM.

Tras un estudio experimental de diferentes muestras de suelos de grano fino, Casagrande consiguió ubicarlos en un diagrama que relaciona el límite líquido (LL) con el índice de plasticidad (IP). Este diagrama, es conocido como la carta de Casagrande de los suelos cohesivos, en el , hay dos grandes líneas que actúan a modo de límites, ver figura 4.7.

Línea A: $IP = 0.73 * (LL - 20)$

Línea B: $LL = 50$

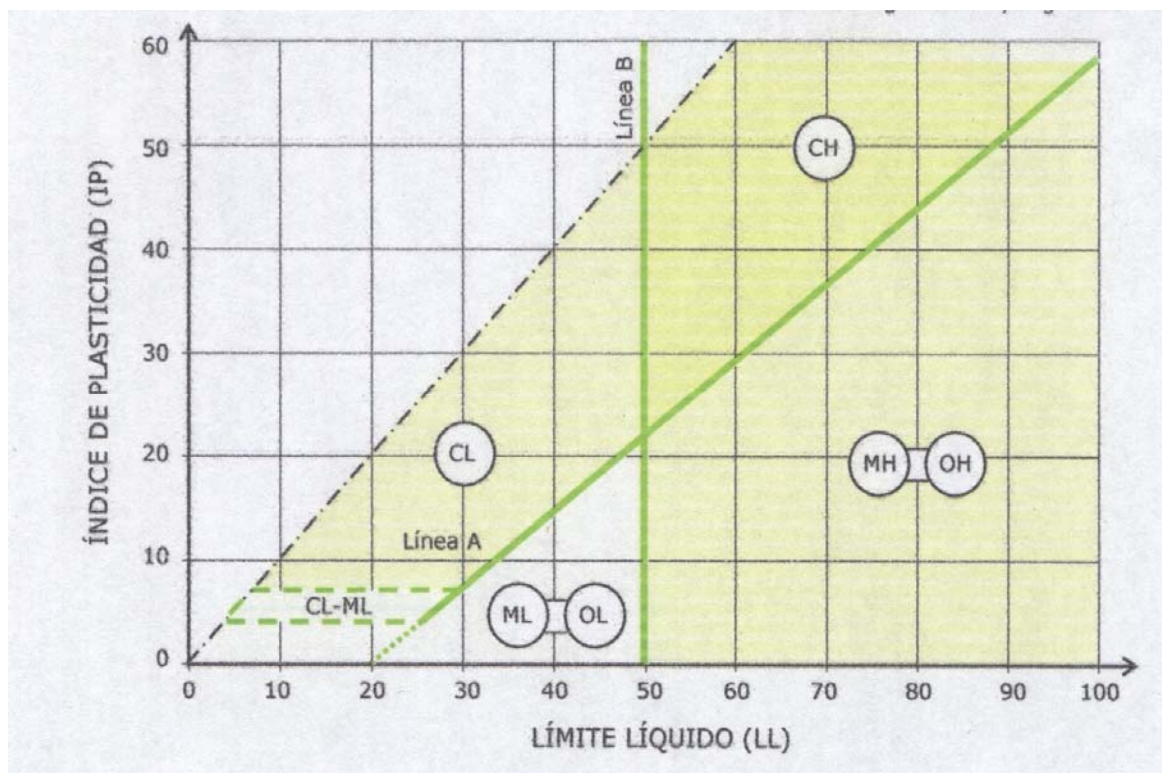


Figura 4.7. Gráfica de la clasificación de suelos según Casagrande

Tabla 4.3. Características de los suelos según el SUCS.

DIVISIONES PRINCIPALES		SÍMBOLO	COMPORTAMIENTO MECÁNICO	CAPACIDAD DE DRENAJE	Densidad óptima P.M.	CBR In situ
SUELOS DE GRANO GRUESO	Gravas	GW	Excelente	Excelente	2.00 - 2.24	60 - 80
		GP	Bueno a excelente	Excelente	1.76 - 2.08	25 - 60
		GM { d u	Bueno a excelente	Aceptable a mala	2.08 - 2.32	40 - 80
			Bueno	Mala a impermeable	1.92 - 2.24	20 - 40
		GC	Bueno	Mala a impermeable	1.92 - 2.24	20 - 40
	Arenas	SW	Bueno	Excelente	1.76 - 2.08	20 - 40
		SP	Aceptable a bueno	Excelente	1.60 - 1.92	10 - 25
		SM { d u	Aceptable a bueno	Aceptable a mala	1.92 - 2.16	20 - 40
			Aceptable	Mala a impermeable	1.68 - 2.08	10 - 20
		SC	Malo a aceptable	Mala a impermeable	1.68 - 2.08	10 - 20
SUELOS DE GRANO FINO	Limos y arcillas (LL < 50)	ML	Malo a aceptable	Aceptable a mala	1.60 - 2.00	5 - 15
		CL	Malo a aceptable	Casi impermeable	1.60 - 2.00	5 - 15
		OL	Malo	Mala	1.44 - 1.70	4 - 8
	Limos y arcillas (LL > 50)	MH	Malo	Aceptable a mala	1.28 - 1.60	4 - 8
		CH	Malo a aceptable	Casi impermeable	1.44 - 1.76	3 - 5
		OH	Malo a muy malo	Casi impermeable	1.28 - 1.68	3 - 5
SUELOS ORGÁNICOS		Pt	Inaceptable	Aceptable a mala	-	-

4.9. CLASIFICACIONES ESPECIFICAS DE CARRETERAS

La clasificación de Casagrande se emplea para todo tipo de obras de ingeniería dada su gran versatilidad y sencillez. En los Estados Unidos, se han desarrollado la mayor parte de clasificaciones empíricas para los suelos. En Ingeniería de carreteras es más empleada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), la originalmente desarrollada por los ilustres geotécnicos Terzaghi y Hogentogler, para el Bureau of Public Roads, norteamericano.

Inspirada en el modelo del Dr A. Casagrande, considera siete grupos básicos de suelos, numerados desde el A-1 hasta el A-7. A su vez, algunos de estos

grupos presentan subdivisiones; así, el A-1 y el A-7 tienen dos subgrupos y el A-2, cuatro.

Los únicos ensayos necesarios para encuadrar un suelo dentro de un grupo u otro son el análisis granulométrico y los límites de Atterberg. Si se quiere determinar la correspondiente posición relativa dentro del grupo, es necesario introducir el concepto de índice de grupo (IG), expresado como un número entero con un valor comprendido entre 0 y 20 en función del porcentaje de suelo que pasa a través del tamiz #200 ASTM (0.080 UNE) calculado con la ec. 4.5:

$$IG=0.2a+0.005a*c+0.01b*d$$

Ec.4.5

donde: a es el porcentaje en exceso sobre 35%, de suelo que pasa por el tamiz, sin pasar de 75%. Se expresa como un número entero de valor entre 0 y 40, b es el porcentaje en exceso sobre el 15%, de suelo que atraviesa el tamiz, sin exceder de 55%, es un número entero que oscila entre 0 y 40, c es el exceso de límite líquido (LL) sobre 40, y nunca mayor que 60. Se expresa como un número entero comprendido entre 0 y 20, d es el exceso de índice de plasticidad (IP) sobre 10, nunca mayor que 30, es también un número entero positivo comprendido entre 0 y 20.

La tabla de clasificación de suelos de la AASHTO, contiene las características exigibles a cada grupo de suelo y los subgrupos, en el caso de que exista.

Tabla 4.4. Clasificación de suelos de la AASHTO.

DIVISIÓN GENERAL	Materiales Granulares (pasa menos del 35% por el tamiz ASTM #200)							Materiales Limo-arcillosos (más del 35% por el tamiz ASTM #200)				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Subgrupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (% que pasa por cada tamiz)												
Serie ASTM	#10	≤ 50										
	#40	≤ 30	≤ 50	≥ 51								
	#200	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36
ESTADO DE CONSISTENCIA (de la fracción de suelo que pasa por el tamiz ASTM #40)												
Límite líquido			NP	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	>41 (IP<LL-30)	>41 (IP>LL-30)
Índice de plasticidad	≤ 6			≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11
ÍNDICE DE GRUPO	0	0	0	≤ 4		≤ 8	≤ 12	≤ 20	≤ 20			
TIPOLOGÍA	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Gravas y arenas limosas o arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
CALIDAD	EXCELENTE A BUENA						ACEPTABLE A MALA					

4.10. SUBRASANTE

Es el soporte natural, gradado y compactado, sobre la cual se constituye un pavimento rígido, su preparación incluye: la compactación del suelo con humedad y densidad que aseguren un soporte uniforme y estable lo más distante del nivel freático.

4.11. ESTABILIZACION DE LA SUBRASANTE

Cuando hay uniformidad en el suelo, de la subrasante, la corrección más económica y efectiva se logra con una preparación adecuada del suelo escogiendo la granulometría adecuada, con materiales de préstamo, mezclando el suelo de transiciones bruscas y controlando el grado de humedad y de densidad de la subrasante, poniendo especial atención en la propiedad de expansión de los suelos. Con esto, se llega a la estabilización del suelo de la subrasante, con los propósitos siguientes:

1. Para mejorar los suelos de baja resistencia
2. Reducir el potencial de hinchamiento de los suelos
3. Mejorar las condiciones de cimentaciones de las construcciones en las distintas áreas a utilizar particularmente las calles, caminos, carreteras, etc.

Los estados de subrasante, no aptos pueden retrasar la obra, pero su estabilización puede ayudar a cumplir con los plazos de obra. Esto puede ser de suma importancia en obras que requieren aperturas del tránsito a tiempo en el uso de los pavimentos. Para ello, se aplican métodos y técnicas de estabilización con distintos materiales a mezclar, por ejemplo, cal, arcilla, cemento, etc.

Estabilización de los suelos arcillosos con cal. La aplicación de la cal a un suelo origina una menor sensibilidad en su compactación a la humedad que se aplica. Así, a idéntica diferencia de humedad con respecto a la óptima para una energía de compactación dada, la reducción de la densidad que se obtiene es menor en los suelos tratados que en los originales. Esto se manifiesta en un aplanamiento de la curva que se deduce del ensayo de compactación próctor, que se convierte en otra más abierta.

4.12 SUBBASE

Es la capa de material que está subyaciendo al pavimento de concreto o pavimento rígido. Su calidad no están estricta como la de las bases para pavimentos de asfalto, dado que bajo las losas de concreto, la presión transmitida a las subbases debido a la circulación de los vehículos, es mucho más baja que la que se da en los pavimentos de asfalto.

Las subbases, se pueden construir con materiales granulares, materiales tratados con cemento, concreto pobre, o con bases abiertas, altamente permeables, que pueden ser estabilizadas o no. Para pavimentos de tránsito liviano tales como los de las calles residenciales, las carreteras secundarias, los parqueaderos y aeropuertos de uso liviano, no se necesita la capa de subbase y los resultados deseables se alcanzan con una preparación adecuada de la subrasante. Cuando se necesita la subbase, los mejores resultados, seleccionan los materiales con requisitos mínimos del modulo de reacción para prevenir el bombeo del suelo de la subrasante, especificando los controles para la conformación de la subrasante, de manera que se pueda asegurar una granulometría, para el material de la subbase, constante para cada proyecto. Además, especificando lo siguiente:

- Subbase con un espesor mínimo de 10 cm.
- . Densidad para subbases no tratadas de 105% de la densidad AASHTO T99 (Próctor estándar) para vías de tránsito pesado.
- Subbase tratada con cemento o un concreto pobre que provea un soporte uniforme y con alta capacidad de soporte para el pavimento y sus juntas, además de que se obtiene una plataforma de trabajo para todos los climas y contribuye a dar al pavimento una superficie más suave, le da un soporte más firme para las formaletas y para las pavimentadoras durante la construcción.

- Subbases permeables para los pavimentos que serán solicitados por altos volúmenes de camiones pesados, en los cuales la experiencia, indica la posibilidad de escalonamiento y bombeo en el pavimento.

Sabiendo que el propósito fundamental de la subbase es prevenir el bombeo, no es necesario ni económico usar espesores grandes. Los proyectos experimentales han demostrado que subbases de 75 mm de profundidad previenen el bombeo bajo cargas muy pesadas. Durante los estudios realizados a una subbase, las excavaciones hechas a los bordes del pavimento, revelaron que una subbase de 50 mm prevenía el bombeo en proyectos que habían soportado tráfico pesado durante 10 años o más. Subbases con espesores de 100mm a 150 mm, se especifican, generalmente, para construcciones de proyectos regulares como medio práctico de asegurar un espesor mínimo de 50 a 75 mm que es el espesor mínimo para prevenir el bombeo. Los resultados de las subbases estudiadas justifican esta práctica.

4.13. SOPORTE UNIFORME.

Al considerar las propiedades del concreto se revela un principio sencillo aplicable a todos los aspectos de diseño para la subbase y subrasante. El concreto de los pavimentos rígidos tiene un módulo de elasticidad entre 28.000 y 42.000 MPa y así tiene una rigidez alta y flexión 42 MPa a 55 MPa, ó mayores, como sucede en pavimentos de concretos con rápida ganancia de resistencia. La rigidez y la resistencia a la flexión del concreto distribuyen las cargas sobre áreas muy grandes. El resultado, es que la deflexión y la presión sobre la subrasante son muy pequeñas.

Así los pavimentos de concreto hidráulico no necesitan fundaciones con alta capacidad de soporte. Es mucho más importante que un apoyo sea uniforme, sin cambios bruscos en el grado de soporte. Esto contrasta con el principio de

diseño de los pavimentos flexibles donde se necesitan capas de subbase y base sucesivamente más fuertes con el fin de distribuir las presiones altas transmitidas por las ruedas de los vehículos a través de la superficie de asfalto. Este principio de uniformidad del soporte, explica el buen funcionamiento del pavimento, observado en muchos kilómetros de pavimentos viejos construidos sin control de la compactación de la subrasante y sin subbases, indicando que la excelente condición se debe a que la subrasante es naturalmente uniforme. Y los deterioros se observan en aquellos sitios en los cuales se presentan cambios bruscos en las condiciones de la subrasante y de la humedad, como también en las transiciones entre las secciones de corte y de lleno. Muchos pavimentos para autopistas que tienen subbases y que fueron construidas controlando en algún grado, la compactación muestra mejores resultados en suelos de baja capacidad, cuando durante la construcción se obtienen soportes uniformes, que en suelos de alta capacidad pero heterogéneos.

Para que una subrasante y una subbase den soporte uniforme se deben controlar las tres causas mayores que generan heterogeneidad estas son: los suelos expansivos, el bombero de finos y el congelamiento. La manera más económica de controlar la expansividad de los suelos es mediante técnicas apropiadas para preparar la subrasante y el bombeo, donde existan posibilidades de que se presente, se controla con la construcción de una capa de la subbase delgada.

4.14. ESTABILIZACION CON CEMENTO

El cemento se usa generalmente para estabilizar suelo de grano grueso o suelo con alto contenido de limo. Para los suelos arcillosos, la estabilización con cal suele ser más económica que con cemento. Para determinar la cantidad de cemento a agregar para la estabilización del suelo, es necesario diseñar una mezcla en laboratorio. El desempeño de la estabilización con cemento, in situ,

es similar a los procedimientos de estabilización con cal. La uniformidad de la mezcla y el porcentaje correcto de aplicación son los pasos clave para lograr una buena capa estabilizada con cemento. También, es necesario curarla. Comúnmente, se utiliza el método de curado mediante membrana de emulsión asfáltica. La estabilización con cemento también se puede realizar usando un molino de paletas o una planta de mezclado. Estos son los métodos preferidos cuando la subrasante estabilizada con cemento debe cumplir la función de subbase o base. La estabilización con cemento no se debe realizar cuando la temperatura sea menor que 2 °C (35 °F). Es necesario realizar la compactación dentro de los 30 a 40 minutos posteriores al mezclado. A diferencia de la estabilización con cal, no se requiere ningún período de maduración o reacción. Las condiciones del viento pueden causar problemas de polvo y pérdida de cemento. Se prefiere aplicar cemento mientras haya vientos fuertes. Para suelos de grano grueso, la cantidad de cemento está en el orden del 4% al 8% en peso. A mayor porcentaje de materiales finos, se necesita un mayor contenido de cemento

4.15. MODULO DE RESILIENCIA.

Hveem y Carmany (1948), reconocieron que el módulo dinámico de elasticidad para subrasantes es un parámetro de gran importancia para entender el agrietamiento (por fatiga) de las superficies de asfalto y que la carga monotónica podría no ser la adecuada para su determinación. En 1955, Hveem desarrolló el tema “comportamiento resiliente de los pavimentos”. El proponiendo la prueba del estabilómetro para caracterizar a las subrasantes, Seed y sus colegas de la Universidad de California, siguieron lo establecido por Hveem. Desarrollaron pruebas de carga repetida e introdujeron el término de módulo de resiliencia (Seed et al 1955). Este término fue cambiado más tarde por el de módulo resiliente (Seed et al, 1962), el cual fue definido como la

magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable como sigue:

$$M_r = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon_{axial}} = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_{axial}} \quad \text{ecuación 4.6}$$

donde:

σ_1 Esfuerzo principal mayor

σ_3 Esfuerzo principal menor

σ_d Esfuerzo desviador 6axial

ξ = Deformación recuperable

4.16. MODULO DE ELASTICIDAD

Para el diseño de una base de un pavimento se utiliza suelo estabilizado con cemento, los que se utilizan más son los suelos limosos debidos que las arcillas perjudican el desempeño del pavimento, ya que estas tienen las características de contraerse debido a la temperatura.

4.17. CAPAS GRANULARES

Las capas granulares conforman la estructura resistente del pavimento, siendo las principales responsables de absorber y distribuir adecuadamente al terreno las tensiones que genera el tráfico, de manera que no se produzcan deformaciones excesivas ni permanentes.

A su vez, estas capas desempeñan otros cometidos importantes, tales como preservar al pavimento del agua infiltrada a través del terreno - evitando hinchamientos producidos por cambios de humedad o temperatura que acabaría deteriorando el pavimento, contribuir a la durabilidad de la carretera o constituir una base adecuada para el pavimento en el caso de los pavimentos de concreto.

Todas estas funciones hacen que los áridos empleados, materia prima fundamental y a veces única de estas capas, cumplan unas estrictas exigencias de diversa índole que garanticen su correcto funcionamiento. También es importante su adecuada preparación y puesta en obra, debiendo procurar una compacidad máxima; asimismo deben evitarse situaciones perjudiciales, como pueden ser los fenómenos de segregación del árido por tamaños. En el caso de que un suelo o un material granular no reúna las características exigibles para la capa que van a integrar se recurre al empleo de diversas técnicas de estabilización mediante diversos tipos de aditivos o al empleo de gravas tratadas, consiguiendo alcanzar el nivel de calidad deseado.

Capas granulares. Son todas aquellas capas que componen la parte inferior del pavimento, se debe a que éstas únicamente están compuestas solo por áridos de distintos tamaños, unidos o no con algún tipo de producto conglomerante que mejore sus propiedades resistentes.

La función de estas capas dentro del pavimento es eminentemente resistente, encargándose de recoger, distribuir y absorber las sollicitaciones verticales del tráfico parcialmente atenuadas de las capas superiores y de terminar, de absorber, las horizontales. Además, deben poseer cierto carácter drenante y ser insensibles a la acción de la helada.

Para llevar a cabo con éxito las funciones descritas, cualquier capa granular debe presentar las siguientes características físicas y mecánicas:

- a. Estabilidad mecánica. La capa debe resistir las cargas del tráfico - bien sean aisladas o continuas, sin sufrir deformaciones excesivas, ni de forma permanentes. En resumen, han de ser elásticas y poco deformables.
- b. Compacidad. Cuanto más compacta sea una capa , es decir, presente un bajo índice de huecos, tendrá una menor posibilidad de colapsar mecánicamente, ofreciendo además mayor facilidad para su puesta en obra y posterior compactación.
- c. Durabilidad. La conservación de las propiedades físicas y mecánicas exigibles a una capa a lo largo del tiempo es fundamental en toda obra de infraestructura, ya que garantiza su funcionalidad durante todo el periodo de proyecto, 15 y 25 años. Además, una degradación excesiva de sus propiedades afectaría de forma directa a la estabilidad de las capas superiores.
- d. Susceptibilidad al agua. La presencia de una excesiva cantidad de finos puede provocar fenómenos de cambio de volumen en presencia de agua, que acaben abombando, rompiendo e inutilizando el pavimento. Un aspecto a remarcar es la acción del hielo en zonas de clima continental y periglacial, provocando efectos similares a los descritos.
- e. Permeabilidad. Determinadas capas granulares deben ser capaces de evacuar con rapidez el agua que penetra en ellas, alejándola de esta forma de capas superiores. Para ello, deben emplearse materiales drenantes con un gran índice de huecos y prácticamente carentes de finos.

Estructura interna. Los áridos que integran cada una de estas capas pueden provenir de diversas fuentes: graveras, canteras, plantas de machaqueo o tratamientos industriales, presentando una forma característica en función de su procedencia. Asimismo es importante analizar su estructura interna

distinguiéndose tres tipos de estructuras granulares en función del tamaño y uniformidad de sus partículas:

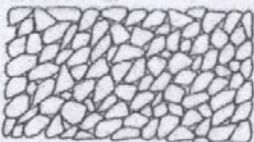
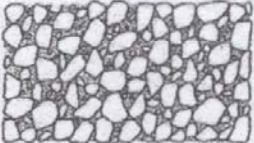
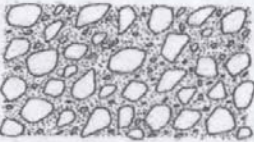
- a. Uniforme: Se trata de áridos de gran tamaño entre - 50 y 100 mm.- y granulometría uniforme, procedentes generalmente de plantas de machaqueo. Resisten por contacto mutuo entre partículas, ofreciendo un gran ángulo de rozamiento interno, lo que los hace difíciles de compactar. Presentan además un gran índice de huecos, lo que confiere a este tipo de materiales propiedades drenantes y de baja susceptibilidad a la acción del hielo. Una vez compactados, pueden rellenarse los huecos con áridos más finos.
- b. Continúa Formadas por áridos de diversos tamaños, de tal modo que los huecos dejados por los de mayor tamaño se van rellenando con partículas más finas. Este tipo de materiales dan capas de alta densidad y gran compacidad. Las zahorras naturales y artificiales empleadas en bases y subbases son un claro ejemplo de éste grupo estructural.
- c. Discontinua con exceso de finos. Este tipo de estructura es similar a la primera, con áridos de tamaño uniforme formando el esqueleto mineral solo que los huecos están rellenos por partículas finas. Se crea así una matriz fina sobre a que flotan los áridos gruesos, no existiendo contacto entre ellos, por lo que su resistencia mecánica se ve muy mermada. Este tipo de materiales son muy impermeables presentando además gran susceptibilidad a los cambios de humedad, por lo que sus cualidades como capa granular no son las más adecuadas.

Una vez definidas las funciones y características que deben cumplir y poseer las capas granulares; se establecen una serie de procedimientos de selección que materialicen las exigencias en determinados productos, garantizando así su correcto desempeño en el pavimento.

Dada la dificultad que plantea la caracterización del material en todos los aspectos citados, se recurre a establecer condiciones empíricas de trabajo basadas en características reguladas mediante ensayos sencillos, que sirvan para aceptar o rechazar los distintos materiales granulares candidatos a componer una determinada capa del pavimento. Las especificaciones españolas, recogidas en el PG-4, emplean los siguientes indicadores de calidad:

- Ajuste granulométrico a husos tipo definidos para cada tipo de material.
- Ausencia controlada de partículas finas, especialmente de origen arcilloso.
- Capacidad de soporte adecuada.
- Calidad del árido: resistencia al desgaste y durabilidad. En la siguiente tabla se muestra la estructura interna de los materiales granulares

Tabla 4.5. Estructura interna de los materiales granulares

Estructura	Características	Esquema
<p align="center">UNIFORME MACADAM</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Tamaño uniforme de los áridos - Alto índice de huecos - Elevado rozamiento interno - Características drenantes - Insensibilidad a la helada - Difíciles de compactar (compactación energética) 	
<p align="center">CONTINUA ZAHORRAS NATURALES Y ARTIFICIALES</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Graduación escalonada de tamaños (granulometría continua) - Bajo índice de huecos - Elevada densidad y compacidad - Condiciones de drenaje superpuestas a la calidad de los finos - Estabilidad a las cargas de tráfico 	
<p align="center">DISCONTINUA CON EXCESO DE FINOS</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Áridos de similar tamaño embebidos en una matriz de partículas finas - Baja capacidad portante - Gran impermeabilidad - Susceptibles ante la presencia de agua y hielo - Deformaciones permanentes 	

CAPITULO 5

UTILIZACIÓN EL PROGRAMA SAP2000 EN LA DETERMINACIÓN EL ESPESOR DE UNA LOSA DE CONCRETO HIDRAULICO

5.1. INTRODUCCION

El presente capítulo se a desarrollado, utilizando el programa Sap2000, mediante el cual se determinará el espesor de la losa de concreto simple, usando las variables de entrada usadas por los métodos mecanicistas en el diseño de pavimentos rígidos. El modelo matemático en que se basa este programa de calculo, se basa en la teoría de elementos finitos . Los esfuerzos considerados por westergaard, ensayando espesores propuestos por la PCA.

5.2. METODOS EMPIRICO MECANICISTAS DE DISEÑO.

Los métodos empírico mecanicistas de diseño de pavimentos rígidos están basados en la mecánica teórica de los materiales, a diferencia de los métodos empíricos que se obtienen a través de datos experimentales. La formulación mecanicista incorpora las variables, resistencia, geometría de la losa , espesor, propiedades del concreto, apoyos, modulo de reacción del suelo , cargas, etc. esto métodos están basados por lo tanto, en la obtención de parámetros relacionados directamente con el comportamiento estructural del sistema, tales como el esfuerzo de flexotracción máximo en el fondo de la losa, o deflexiones de esta. Estos valores son de un buen dimensionamiento, sin embargo, la gran cantidad de variables de las que depende estos valores, a veces, hace mas compleja la formulación de una solución razonable.

Entre los modelos de predicción de esfuerzo, los mas utilizados son aquellos de Westergaard. Ec.5.1 esta da losesfuerzos máximos en el centro, borde y esquina de la placa

$$\sigma = \sigma_w \cdot f_1 \cdot f_2 \dots f_n + R \cdot \sigma_{alabeo} \quad \text{ec.5.1}$$

donde:

σ = Esfuerzos calculados con Westergaard

F. = Factor de corrección que consideran condiciones reales de la losa.

R. = Coeficiente obtenido por regresión estadística.

σ = Esfuerzo inducidos por el alabeo térmico.

σ = Esfuerzos de superposición de efecto.

5.3. SOLUCION NUMERICA APLICADA EN EL ESTUDIO.

Los métodos de elementos finitos basados en el modelo de placa delgada se han desarrollado en forma satisfactoria durante los últimos años; en el caso del estudio se ha recurrido al uso de uno de los mas recientes que existe para el análisis de losas de concreto. Sap 2000.

Este se emplea un elemento placa con cuatro nodos y doce grados de libertad. La sobrasante se modela como una cama de resortes uniforme (Fundación tipo Winkler)

A continuación se muestra una idealización de algunos de los componentes del modelo del programa.

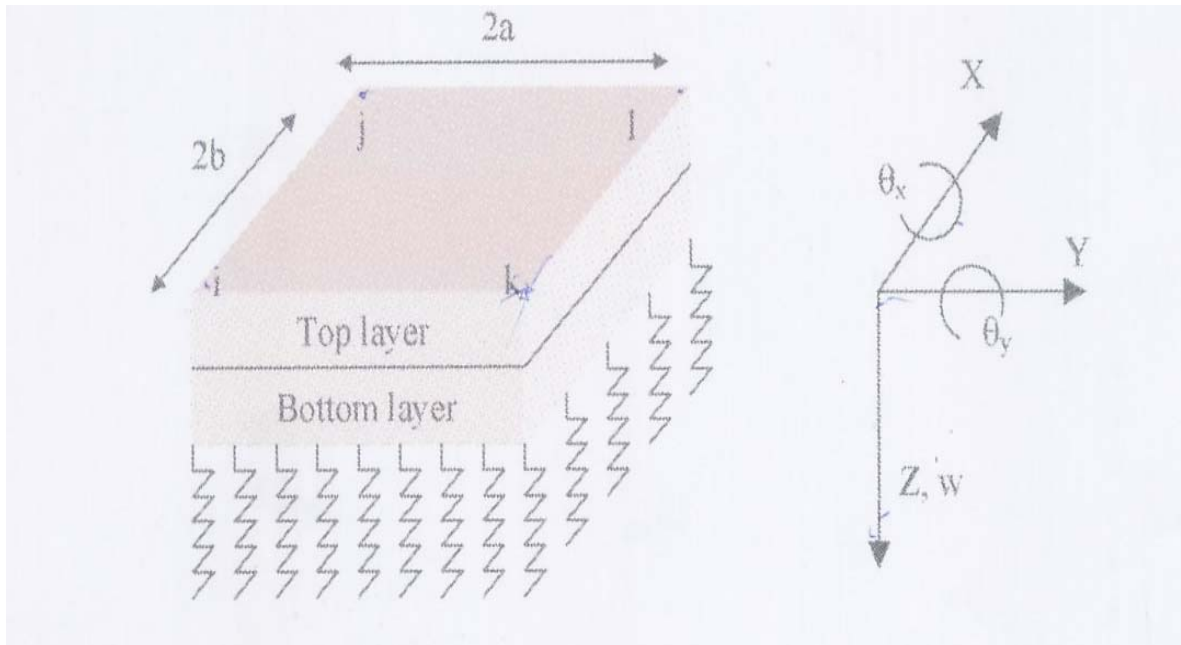


Figura 5.1 .Modelo de la losa a utilizar

Hay tres desplazamientos en cada nodo:

En la dirección Z esta (W), la rotación en torno al Eje X (Θ) y la rotación entorno al eje Y (Θ).

5.4. DATOS DE ENTRADA

En este estudio, a través del uso del programa Sap2000, se revisaron los resultados de la modelación de losas de concreto sometidas a cargas de tráfico pesado, de magnitudes variables dependiendo del número de ejes correspondientes a la carretera. Para el sistema estructural, los parámetros o variables incidentes en el estudio son: geometría de la losa (ancho y largo), el modulo de reacción combinado del suelo (k), espesores de la losa (h); propiedades mecánicas de los materiales.

A continuación se presentan los valores adaptados para efecto del uso del programa, en las diferentes variables que influyen en el cálculo.

5.4.1. Tamaño de la losa.

El dimensionamiento de las losas está de acuerdo con los primeros estudios realizados por Westergaard, proponiendo así una losa de 180” de ancho por 144” de largo. También estas dimensiones son adaptadas por la PCA. En el presente estudio se utilizarán cinco losas de las mismas dimensiones debidas a la longitud del vehículo pesado en estudio ver anexo8.

5.4.2 Trafico.

El tráfico por medio el cual se realiza el análisis es el de vehículos pesados cuyas cargas se consideran de acuerdo con el número de ejes que posee la carretera o autopista; así como se muestra en la siguiente tabla5.1.

Tabla5.1. de cargas vehiculares

Eje simple (lb)	Eje doble(lb)	Eje triple(lb)
65873.1492	0	2910.0588
98809.7238	7495.606	5820.1176
76852.0074	20238.1362	4365.0882
51234.6716	7495.606	2910.0588
21957.7164	4497.3636	1940.0392
25617.3358	2998.2424	2425.049
18298.097	2998.2424	24025.049
3659.6194	4497.3636	24025.049
3659.6194	3747.803	4365.0882
	4497.3636	5335.1078
	4497.3636	5820.1176
	5246.9242	3880.0784
	6746.0454	3880.0784

Factor de seguridad de carga.

Este factor , ayuda a dar mayor confianza en el aspecto de seguridad en cuanto al desempeño del pavimento se refiere. Este tendrá los valores de 1.3 y 1.2

5.4.3. Modulo de reacción del Suelo.

El módulo de reacción que se utilizara para realizar el diseño será el módulo de reacción combinado del suelo. Para determinar este modulo de reacción se tomará encuesta el módulo de resiliencia de algunos tipos de suelos utilizados en el diseño de carreteras, también el módulo de elasticidad de la sudbase. De acuerdo con la PCA nuestro análisis contemplara ciertas limitaciones en cuanto

al uso del modulo de reacción del suelo, el rango de valores será de 50 a 700 pci

Figura 5.2. Monograma a utilizar para obtener el modulo de reacción del suelo

Ejemplo:

$D_{SB} = 6$ inches

$E_{SB} = 20,000$ psi

$M_R = 7,000$ psi

Solución: $k_w = 400$ pci

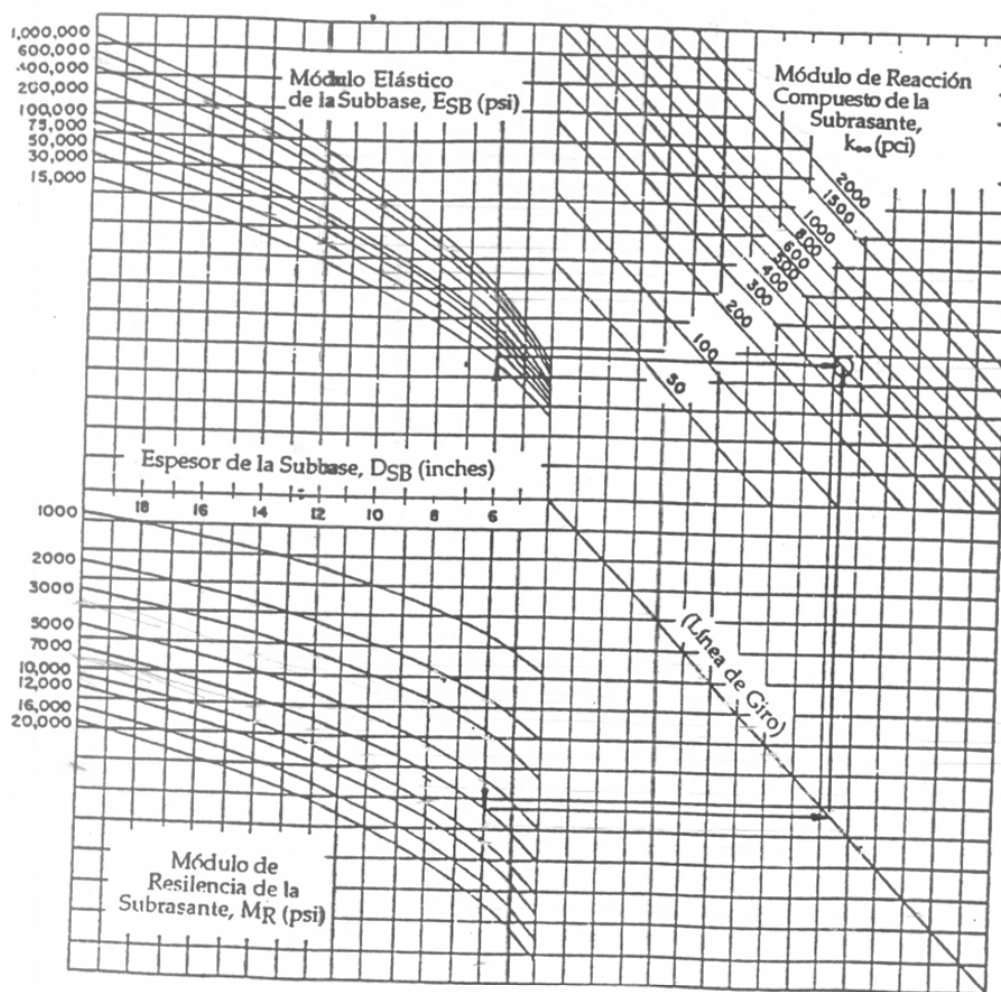


Tabla 5.2 de modulos de resiliencia utilizado para determinar el modulo de reaccion del suelo.

Tipo de suelo AASHTO	Descripción	SUCS	γ_d (kN/m ³)	VRS %	Valor K (MPa/m)	Módulo resiliente (MPa)
Suelos de grano grueso						
A-1-a , bien graduado	Grava	GW, GP	19.6-22	60 - 80	81.44-122.16	70.37-140.74
A-1-a , mal graduado			18.9-20.4	35 - 60	81.44-108.58	70.37-140.74
A-1-b	Arena gruesa	SW	17.3-20.4	20 - 40	54.29-108.58	42.23-105.55
A-3	Arena fina	SP	16.518.9	15 - 25	40.72-81.44	35.18-14.07
Suelos A-2 (materiales granulares con alto porcentaje de finos)						
A-2-4 , gravosa	Grava limosa \times	GM	20.422.8	40 - 80	81.44-135.73	70.37-211.11
A-2-5 , gravosa	Grava areno limosa \times					
A-2-4 , arenosa	Arena limosa \times	SM	18.9-21.2	20 - 40	81.44-108.58	70.37-140.74
A-2-5 , arenosa	Arena limosa con grava \times					
A-2-6 gravosa	Grava arcillosa \times	GC	18.9-22.0	20 - 40	54.29-122.16	56.29-140.74
A-2-7 gravosa	Grava arcillosa con arena \times					
A-2-6 arenosa	Arena arcillosa \times	SC	16.5-20.4	10 - 20	40.72-95.00	35.18-105.55
A-2-7 arenosa	Arena arcillosa con grava \times					
Suelos de grano fino *						
A-4	\times Limo	ML , OL	14.1-16.5	4 - 8	6.79-44.79	14.07-42.22
	\times Grava-arena-limo		15.7-19.6	5 - 15	10.86-59.72	28.14-56.29
A-5 \times	Limo alta compresibilidad	MH	12.6-15.7	4-8	6.79-51.58	14.07-42.22
A-6	Arcilla plástica	CL	15.7-19.6	5-15	6.79-69.22	14.07-70.37
A-7-5	Arcilla baja compresibilidad	CL, OL	14.1-19.6	4-15	6.79-58.36	14.07-70.37
A-7-6	Arcilla alta compresibilidad	CH, OH	12.6-17.3	3-5	10.86-59.73	28.14-70.37

Tabla 5.3. Módulos de reacción obtenidos de acuerdo a los espesores de la sub-base.

Consideraciones tomadas, subbase estabilizada con limo mezclado con cemento. Siendo el modulo de elasticidad 500000 psi.

Tipo del suelo	6"	8"	10"	12"	14"	16"
A-2-6 Arena	575	625	-	-	-	-
A-2-7 Arena	575	625	-	-	-	-
A-4 Limo	250	300	390	425	490	550
A-4 Grava	435	510	575	640	-	-
A-5	250	300	390	425	490	550

Tabla 5.4. Módulos de reacción obtenidos de acuerdo a los espesores de la sub-base.

Consideraciones tomadas, subbase estabilizada con limo. Siendo el modulo de elasticidad 30000 psi.

Tipo de suelo	6"	8"	10"	12"	14"	16"
A-2-4	550	575	600	615	650	675
A-2-4 y A-2-5	550	575	600	615	650	675
A-2-6 y A-2-7 grava	450	500	540	575	600	-
A-2-6 y A-2-7 Arena	330	400	410	450	475	480
A-4 Limo	145	175	190	195	200	250
A-4 Grava	250	295	305	350	375	385
A-5	145	175	190	195	200	250

5.4.4. Propiedades e los materiales del concreto.

Las propiedades de los materiales del concreto que se muestran a continuación, fueron usadas en todas las modelaciones.

1. Las resistencias del concreto usadas fueron $=3982.50\text{lb/in}^2$ y 4978.13lb/in^2
2. Los módulos de elasticidad utilizados fueron: $3.60 \cdot 10^6\text{lb/in}^2$ y $4.02 \cdot 10^6\text{lb/in}^2$.
3. Modulo de poisson fijo = 0.15
4. Peso volumétrico = 0.07947lb/in^3

Los espesores de la losa utilizados son: 4",5",6",7",8",9",10",11"

5.5. APLICACIÓN DELPROGRAMA SAP2000 EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

En el programa sap2000 primeramente se definen las características geométricas de la losa; depuse las propiedades del concreto, así como también el espesor de la losa, luego se seleccionan los extremos de la losa esta analizando tanto en la dirección X como en Y para poner su debido apoyo esto se hace para que el elemento no quede inestable nuevamente el elemento se vuelve a seleccionar para colocar los valores del modulo de reacción combinado del suelo, así como los respectivos valores de las cargas muertas (peso propio de la losa) y carga viva (valor del peso del vehiculo pesado en análisis)

Después de haber realizado lo anterior se procede de los resultados de acuerdo a la combinación de cargas, de acuerdo a estos resultados se selecciona el espesor de la losa que cumpla un buen desempeño de la misma.

5.6. EJEMPLIFICACIÓN DEL PROGRAMA SAP2000.

A continuación se representa la forma grafica en como intervienen las variables de entrada, tomando muy en cuenta los esfuerzos de tracción que se generan en la losa.

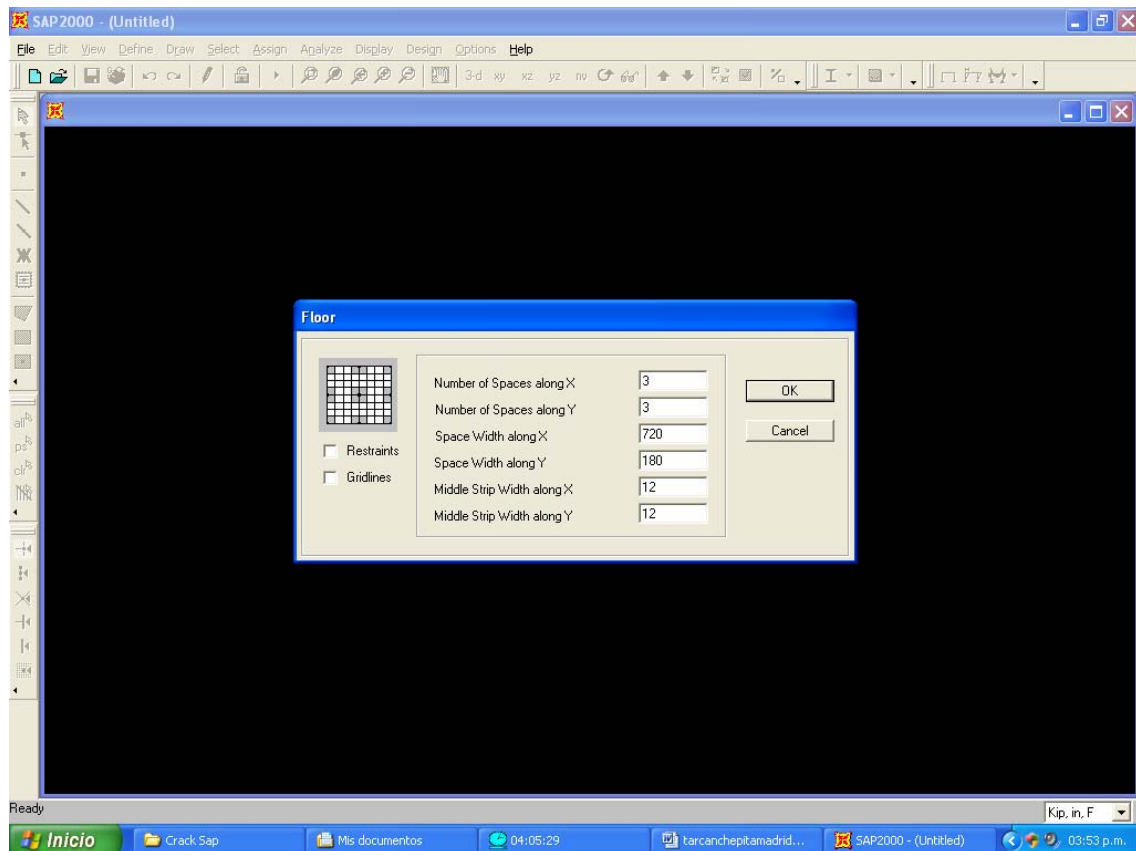


Figura 5.3. Definición de las propiedades geométricas de la losa que se utilizara en el diseño de pavimentos rígidos.

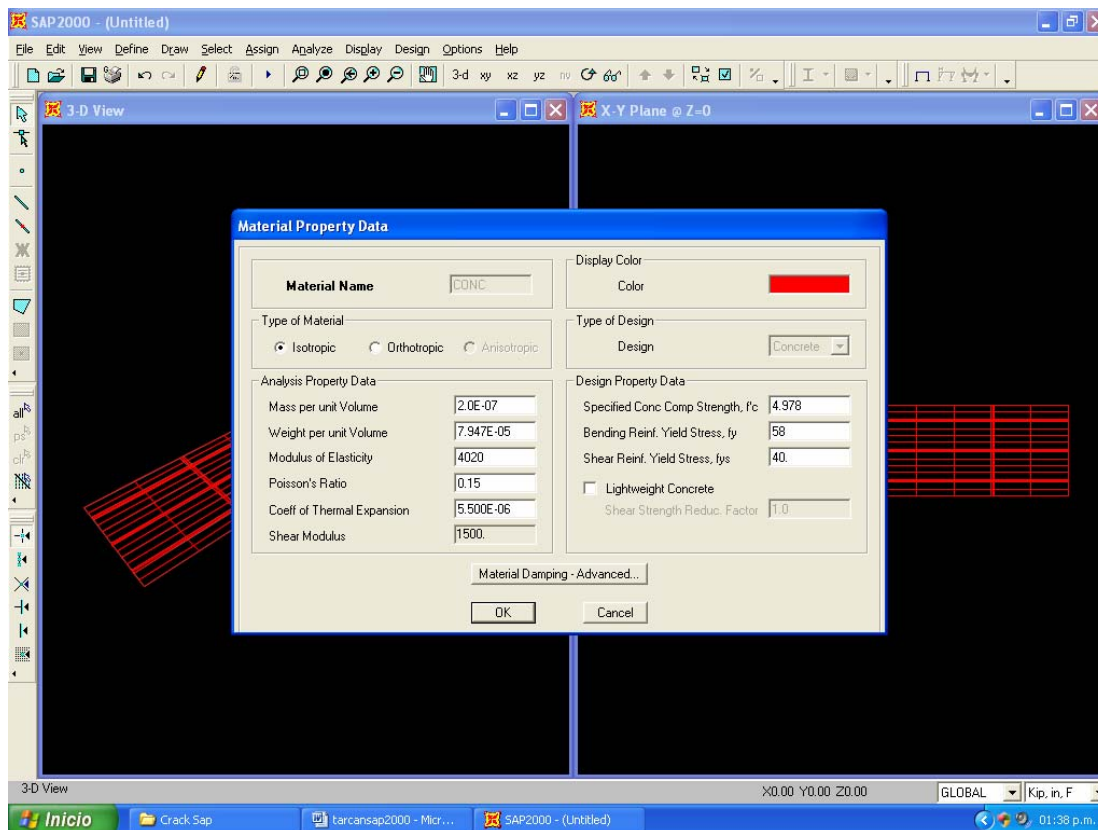


Figura 5.4. Definición de las propiedades de del concreto correspondientes a la losa de diseño.

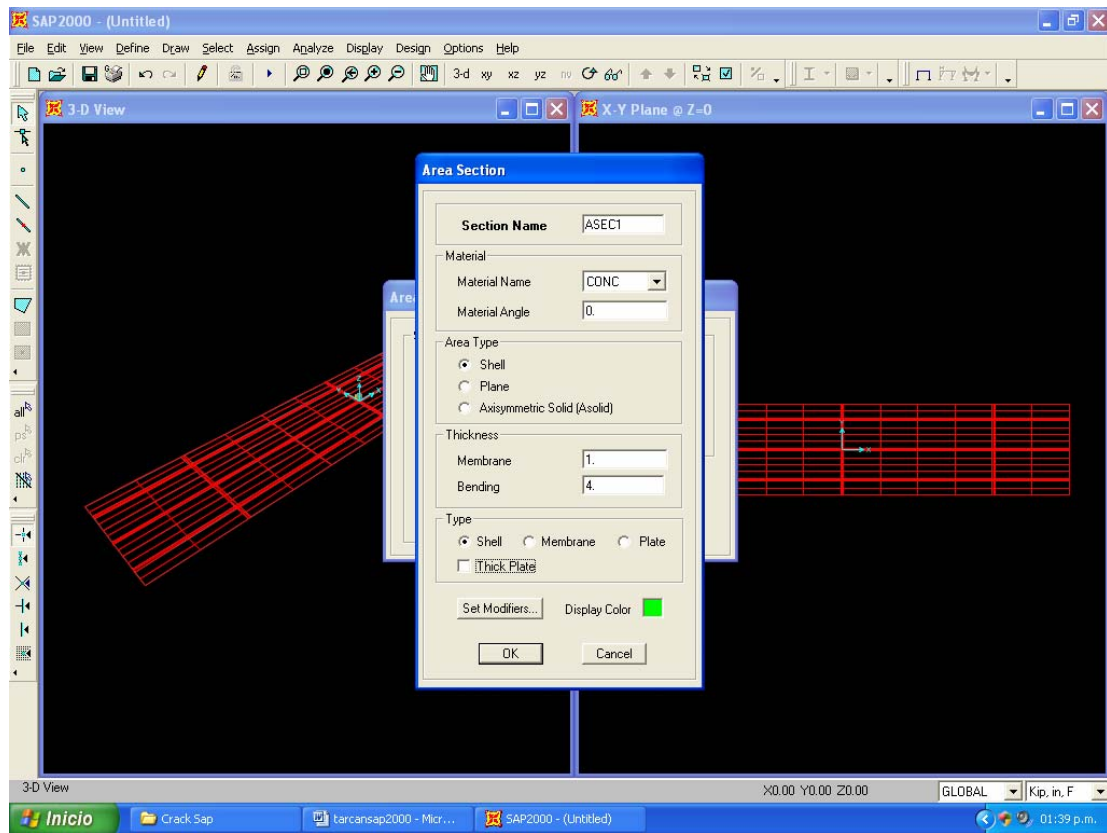


Figura 5.5. Definición del espesor de la losa

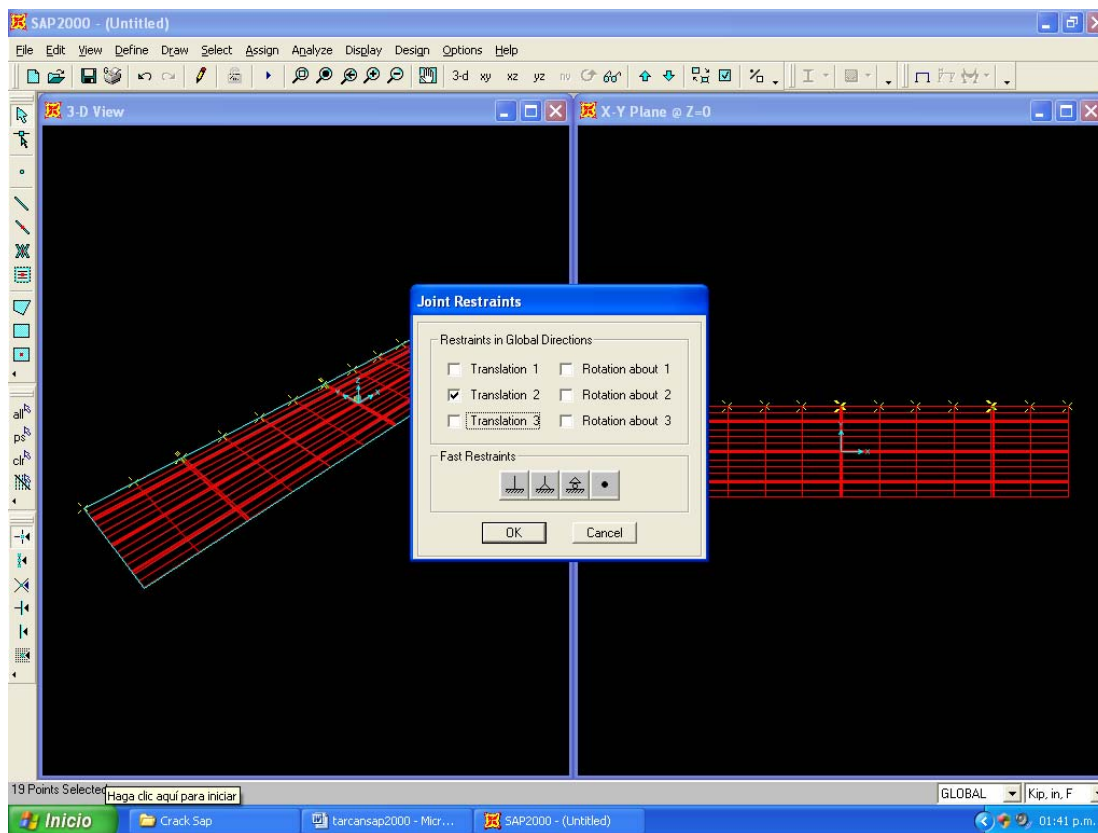


Figura 5.6. Establecimiento de las condiciones de apoyo de la losa

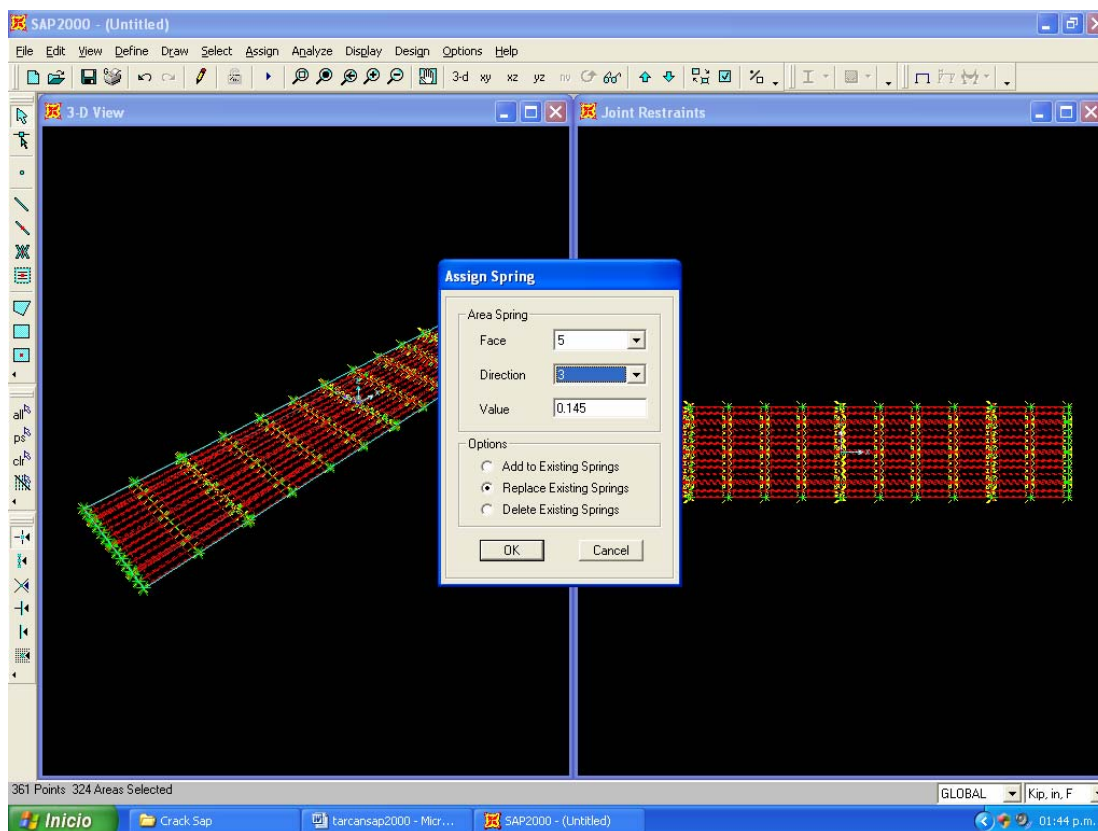


Figura 5.7. Establecimiento del modulo de reacción del suelo el cual realiza la función de apoyo de la losa de concreto.

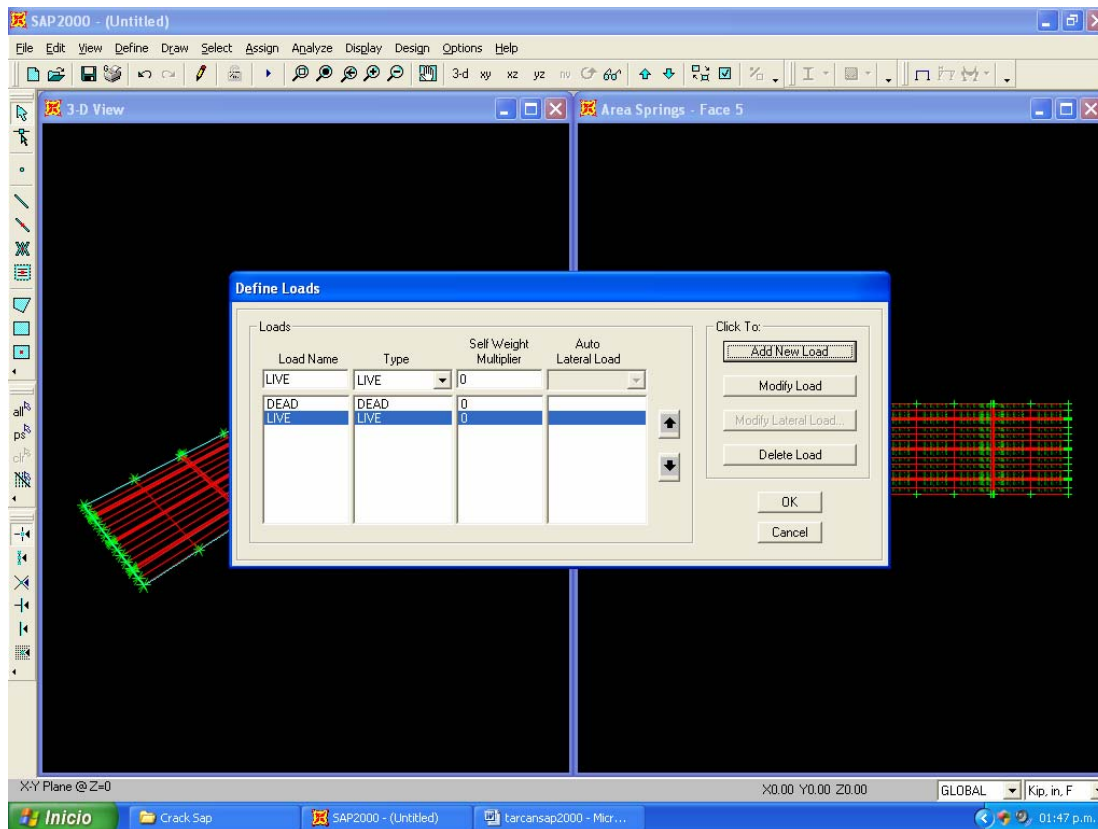


Figura 5.8. Condiciones de carga que soportara la losa de concreto se selecciona el valor de cero debido a que se esta considerando que los valores de la carga viva y muerta ya han sido calculados, es decir no necesitan un factor de amplificación

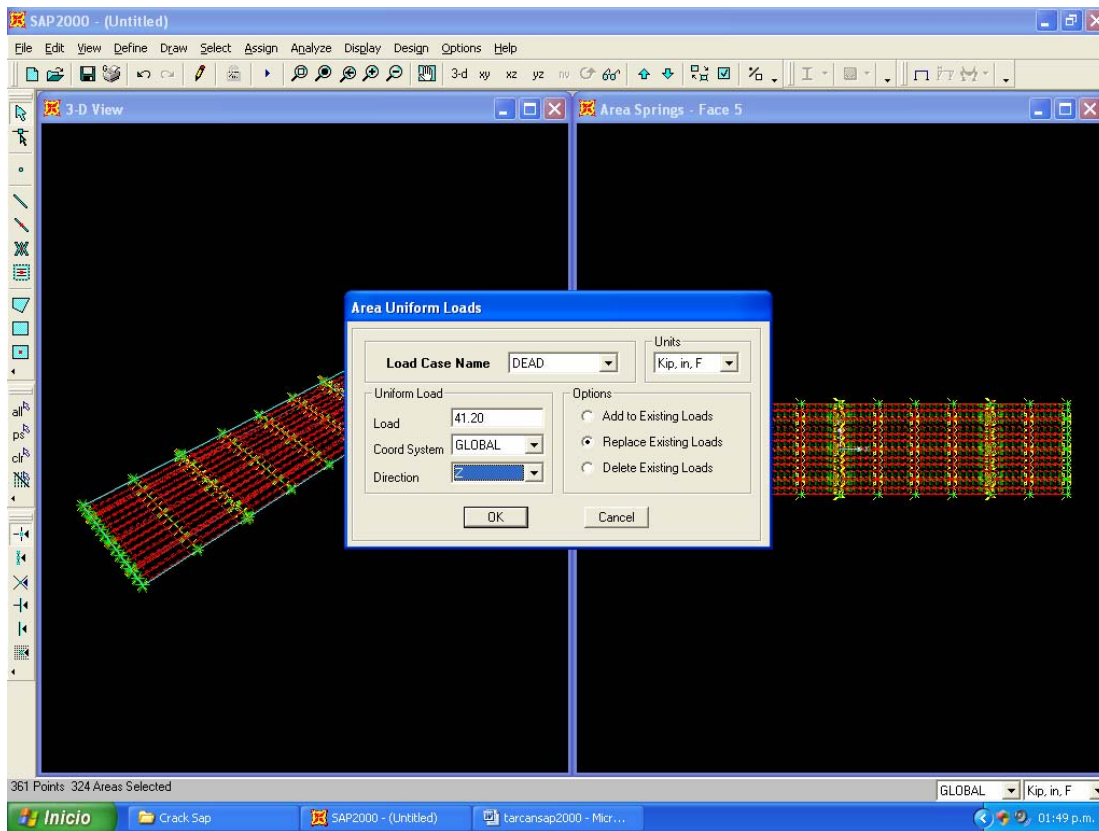


Figura 5.9. Asignación de los valores de las cargas de diseño

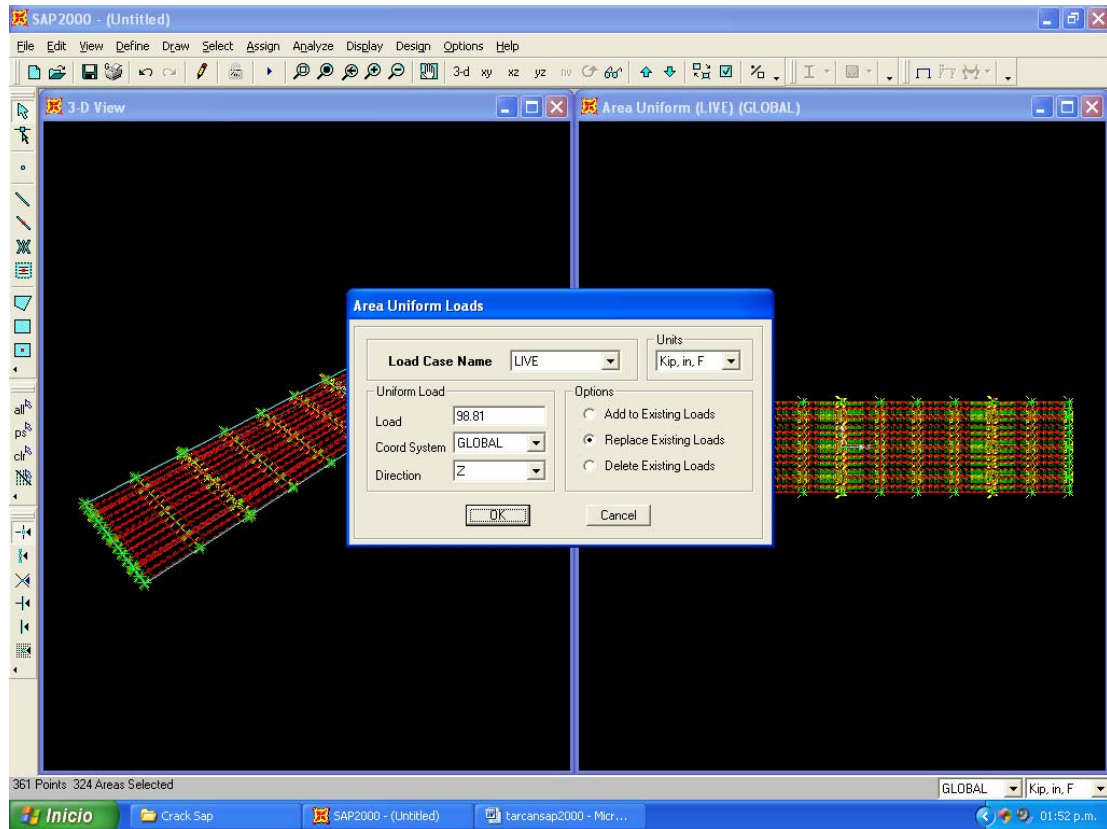


Figura 5.10. Asignación de los valores de las cargas de diseño

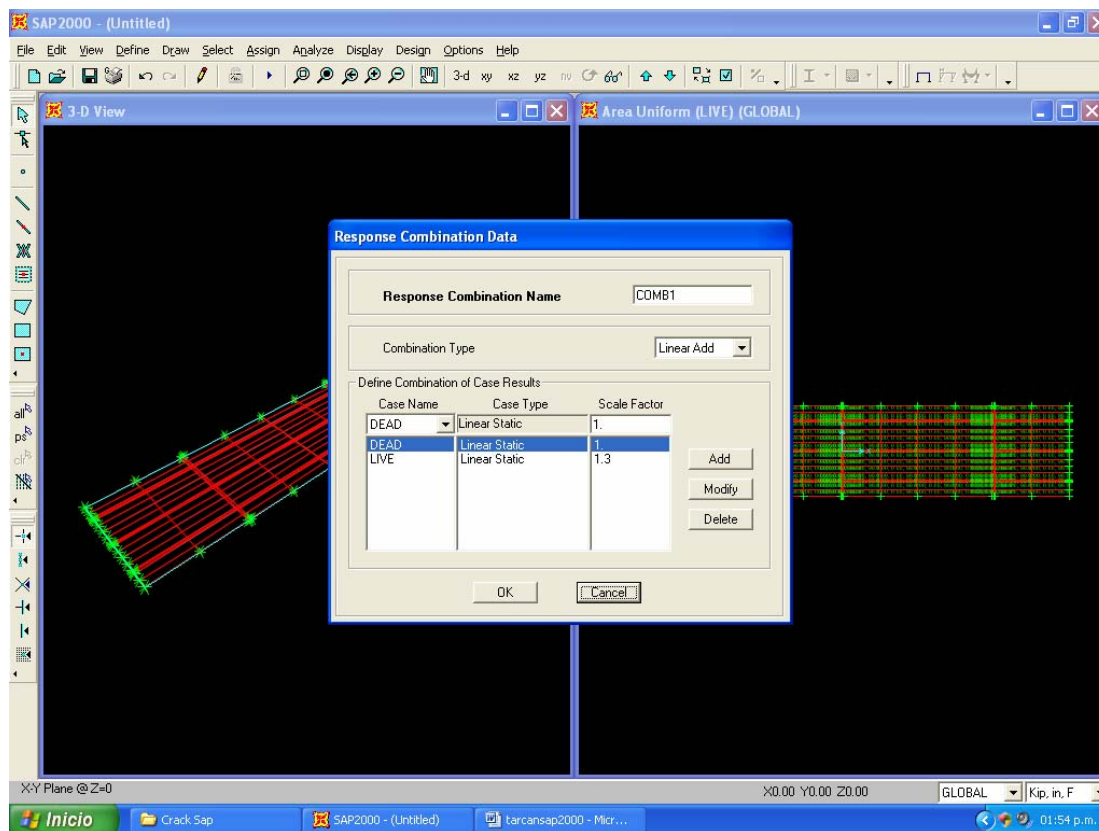


Figura 5.11. Combinación de las cargas de diseño

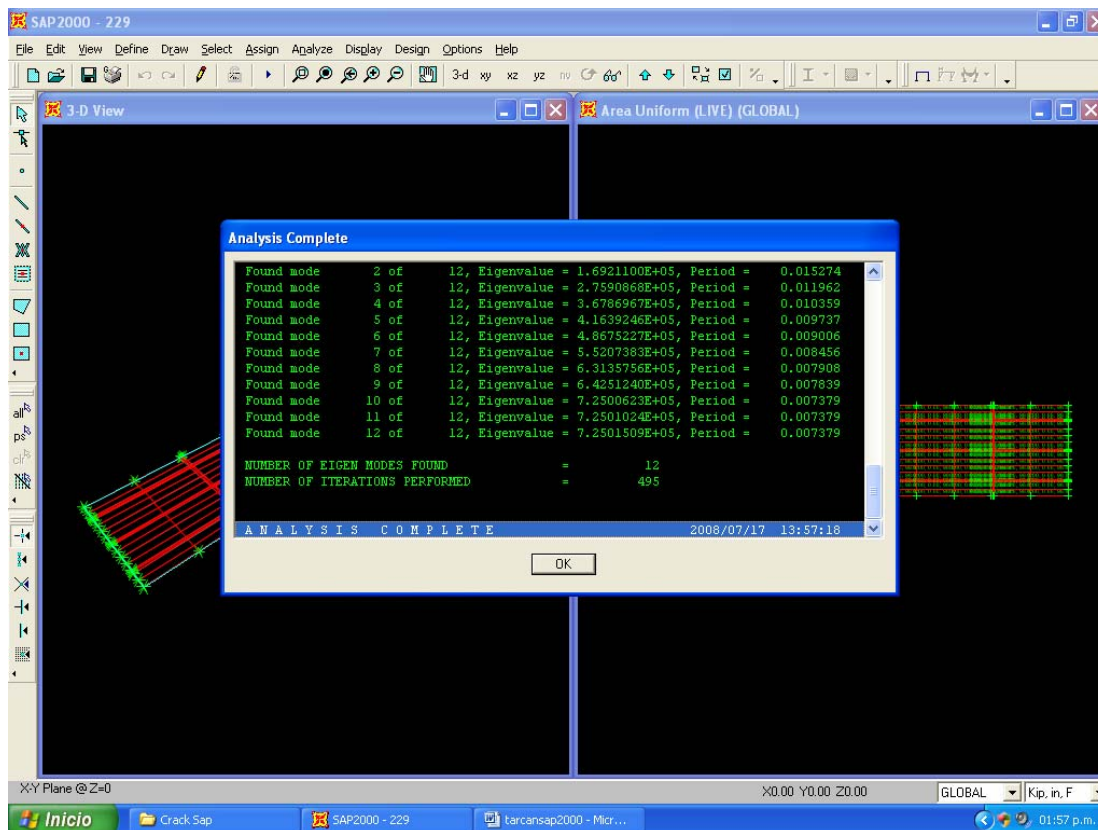


Figura 5.12. Resultados obtenidos

En esta figura se puede visualizar los resultados obtenidos en el programa SAP 2000 a partir de las condiciones de carga establecidos

Element Stresses - Area Shells

File View Options Format

Units: As Noted Element Stresses - Area Shells

	OutputCase Text	CaseType Text	S11Top Kip/in2	S22Top Kip/in2	S12Top Kip/in2	SMaxTop Kip/in2	SMinTop Kip/in2	SAngleTop Degrees	SVh Kip
▶	DEAD	LinStatic	00000000416	4.732E-13	00000001462	8.962E-13	00000004583	73.868	00000000
	DEAD	LinStatic	000000008331	000000003496	000000002116	000000000027	000000009127	-69.402	00000000
	DEAD	LinStatic	000000001991	000000001105	000000000223	000000001052	000000002044	-76.642	00000000
	DEAD	LinStatic	000000001563	000000003496	8.373E-13	000000001698	000000003631	9.158	00000000
	COMB1	Combination	000000001977	000000001094	000000006483	000000002944	000000002162	74.069	00000000
	COMB1	Combination	000000003273	000000001563	000000008967	000000001179	000000003657	-66.823	00000000
	COMB1	Combination	000000008538	000000005113	000000009689	000000004858	000000008793	-75.252	00000000
	COMB1	Combination	000000008647	000000001486	000000003586	000000009182	000000000154	8.484	00000000
	DEAD	LinStatic	000000001213	000000005343	000000002057	000000001805	000000005935	-16.052	00000000
	DEAD	LinStatic	000000001962	000000001006	000000001916	000000009689	000000001999	-79.074	00000000
	DEAD	LinStatic	000000002995	000000008214	000000007152	000000002899	000000000831	-7.663	00000000
	DEAD	LinStatic	000000006229	000000002745	000000007676	000000002994	000000003744	-72.06	00000000
	COMB1	Combination	000000007328	000000002346	000000009408	000000009975	000000000261	-15.716	00000000
	COMB1	Combination	000000008604	000000000526	000000007226	000000005111	000000008753	-78.312	00000000
	COMB1	Combination	000000001153	000000000323	000000002929	000000001113	000000000327	-7.876	00000000
	COMB1	Combination	000000002083	000000000117	000000003218	000000001268	000000001105	-73.102	00000000
	DEAD	LinStatic	000000009233	000000000114	000000001534	000000001741	000000001957	-28.045	00000000
	DEAD	LinStatic	000000002627	000000007089	000000007881	000000002492	000000007224	-9.729	00000000
	DEAD	LinStatic	000000001396	000000001587	000000006483	000000000159	000000001367	-87.441	00000000
	DE&D	LinStatic	000000004445	000000007089	000000001497	000000007411	000000001228	-77.872	00000000

Record: 1 of 2532 Done

Figura 5.13 .Resultados de las combinaciones de carga

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.

El diseño de pavimentos rígidos utilizando los métodos mecanicistas, con ayuda del programa SAP2000, que requiere las variables de entrada, fundación, materiales de concreto, medio ambiente, donde al ensayar los espesores propuestos por la PCA, 4", 5", 6", 7", 8", 9", 10" y 11", los esfuerzos obtenidos para una carga de 44,820 kg por eje, con espesor 4" (10 cm) se presentan resultan muy bajos respecto al $F'c = 280 \text{ kg / cm}^2$ y 350 kg / cm^2 siendo el orden por ejemplo de 0.0000000007864 a $2.13 \times 10^{-13} \text{ Kip/in}^2$. Donde se llega a que la losa de estos parámetros trabajan con un buen desempeño.

RECOMENDACIONES

- Hacer un estudio a nivel nacional de cómo determinar las cargas de los vehículos pesados por ejes (simple , doble, triple) a lo largo del carril de desplazamiento.
- Aplicando el programa Sap 2000 y los resultados de este estudio , comparar el uso de las pasa juntas respecto a los esfuerzos de la losa de 4 pulgadas de espesor y los propuestos por la PCA , asimismo variar la carga de imposición en la losa.

BIBLIOGRAFÍA

<http://publiespe.espe.edu.ec/librosvirtuales/hormigon/temas-de-hormigon-armado/hormigon01.pdf>

<http://icc.ucv.cl/obrasviales/docencia/pavimentos%20rigidos.htm>

[http://weblogs.udp.cl/mriveros/archivos/\(8274\)DISEO_VIAL_II_parte.pdf](http://weblogs.udp.cl/mriveros/archivos/(8274)DISEO_VIAL_II_parte.pdf)

<http://serviu10.minvu.cl/documentos/Urbanismo%20y%20Construccion/Normativa%20Tecnica/Codigo%20Normas%20Especificas/1.pdf>

http://serviu10.minvu.cl/Legislacion%20y%20Normativa/Urbanismo%20y%20Construccion/Codigo_Normas_Tecnicas.htm

<http://www.cemexmexico.com/co/pdf/24AASHTO.pdf>

<http://boletin.imt.mx/publicaciones/pubtec/pt198.pdf>

<http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt176.pdf>

<http://imt.mx/Espanol/Publicaciones/doctec/dt7.pdf>

<http://imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt256.pdf>

<http://imt.mx/Espanol/Publicaciones/doctec/dt7.pdf>

<http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt176.pdf>

http://www.elabora.es/pdf/tratamientos_cal_cemento.pdf

<http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt258.pdf>

http://www.cemexmexico.com/co/co_pa_dp.html

<http://boletin.imt.mx/publicaciones/pubtec/pt230.pdf>

http://sedesol2006.sedesol.gob.mx/subsecretarias/desarrollourbano/sancho/manuales/manuales_normativos_vialidad/Tomo14.PDF

<http://www.bajacalifornia.gob.mx/sidue/doctos/normas-tecnicas.pdf>

<http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt245.pdf>

<http://serviu10.minvu.cl/documentos/Urbanismo%20y%20Construccion/Normativa%20Tecnica/Codigo%20Normas%20Especificas/6.pdf>

<http://www.imcyc.com/revista/1998/nov/evaluaci.htm>

http://www.asocem.org.pe/bva/it/notas_tecnicas/pavimentos/el%20cemento%20portland%20y%20su%20aplicacion%20en%20pavimentos.pdf

<http://www.alumnos.utfsm.cl/~hector.hernandezj/huang/huangcap1.pdf>

<http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt245.pdf>

<http://www.cemexmexico.com/co/pdf/41Juntas.pdf>

http://www2.udec.cl/~provia/trabajos_pdf/12CarlosWahrMetodosudafricano.pdf

<http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt256.pdf>

http://fic.uni.edu.pe/archivos_titulacion/PV-Proy-Vial%20Interurbana%20Ing.%20DOMINGUEZ/PV-Ing.Montoya%20H-Guisselle/Tema%2005%20Ingenieria%20de%20Transito.pdf

<http://www.imcyc.com/revista/1998/julio/foro.htm>

http://www.mop.gob.sv/uidv/uidv_web/articulos/documentos/pavimentos/4cementohipra.pdf

http://www.mop.gob.sv/uidv/uidv_web/articulos/documentos/pavimentos/poisson.pdf

http://www.mop.gob.sv/uidv/uidv_web/articulos/documentos/pavimentos/kvalue.pdf

http://www.mop.gob.sv/uidv/uidv_web/articulos/documentos/pavimentos/confiabilidad.pdf

http://www.utpl.edu.ec/cittes/publicaciones/archivos/Sistemas_Informacion_Geografica/I%20CONGRESO%20ECUATORIANO.pdf

<http://proxy.mopt.go.cr/cnv/documentos/CR2002/CAPITULO%20500.pdf>

<http://www.fceia.unr.edu.ar/materialescivil/Monografias/02.02.03-Hormigon%20Compactado%20con%20Rodillo.PDF>

http://www.cl.graceconstruction.com/cement/download/Boletin1DaraFill_6.pdf

<http://www.fi.uba.ar/materias/6807/contenidos/Notas%20Pavimentos.pdf>

<http://boletin.imt.mx/publicaciones/pubtec/pt197.pdf>

www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt104.pdf -

<http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt173.pdf>

<http://www.horticom.com/pd/imagenes/64/457/64457.pdf>

<http://www.uaa.mx/pdf/centros/dis-con/Civil.pdf>

http://www.elabora.es/pdf/tratamientos_cal_cemento.pdf

http://www.proviasnac.gob.pe:81/san_genaro-el_descanso/01%20Memoria%20Descriptiva.pdf

http://www.cemexconcretos.com/co/pdf/PisosIndustriales_Manual.pdf

<http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt249.pdf>

<http://www.transcribe.gov.co/documentos/Licitaciones%202007/TC-CD-011-07/EMIRO%20VANEGAS.pdf>

http://www.asocem.org.pe/bva/it/notas_tecnicas/pavimentos/el%20cemento%20portland%20y%20su%20aplicacion%20en%20pavimentos.pdf

<http://normas.imt.mx/NORMATIVA/j%20CMT/4%20Pavimentos/02%20Mat%20Subbases/N-CMT-4-02-003-04.pdf>

<http://www.euroadoquin.org/euroadoquin/5-1-Generalidades.339.1.html>

http://www.mtc.gob.pe/portal/transportes/caminos_ferro/Seminario2006/3.%20Pavimento_Concreto_%20Ing_Mora.pdf

www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt142.pdf

www.uc.cl/construc_civil/revista/Rev_1/REVISTA_1.pdf

<http://www.google.com/sv/search?q=dise%C3%B1o+de+pavimentos+r%C3%ADIDOS+utilizando+m%C3%A9TODOS++MECANICISTAS&hl=es&lr=&start=40&sa=N>

<http://www.imcyc.com/revista/1998/nov/evaluaci.htm>

http://sedesol2006.sedesol.gob.mx/subsecretarias/desarrollourbano/sancho/manuales/manuales_normativos_vialidad/Tomo14.PDF

<http://boletin.imt.mx/publicaciones/pubtec/pt104.pdf>

<http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt250.pdf>

<http://www.cpasfalto.org/Boletines/Bolet94/bolet94.htm#Adherencia>

<http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt245.pdf>

http://fic.uni.edu.pe/archivos_titulacion/PV-Proy-Vial%20Interurbana%20Ing.%20DOMINGUEZ/PV-Ing.Montoya%20H-Guisselle/Tema%2005%20Ingenieria%20de%20Transito.pdf

<http://www.cemexmexico.com/co/pdf/41Juntas.pdf>

<http://www.fi.uba.ar/materias/6807/contenidos/Notas%20Pavimentos.pdf>

http://www.carreteros.org/ccaa/legislacion/carreteras/pv/normativa/3_2.htm

<http://www.camineros.com/docs/cam039.pdf>

<http://www.cemexmexico.com/co/pdf/1Introduccion.pdf>

http://www.mop.gob.sv/uidv/uidv_web/articulos/documentos/pavimentos/confiabili.pdf


ANEXOS


Anexo1-1. Resultados de la prueba AASHO


Circuito 2

		SUB-BASE		0'		3'		6'	
		SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO	SIMPLE	REFORZADO
ESPESOR DE CONCRETO	2.5"	4.3	4.2	4.4	4.2	4.4	4.4	4.4	4.4
		555	469	2.2	840	3.1	3.8		
	3.5"	4.2	4.4	4.0	4.1	4.2	4.5		
		3.7	4.1	4.0	4.1	4.0	4.6		
	5"	4.1	4.3	3.9	4.6	4.1	4.3		
		4.1	4.5	4.1	4.6	4.0	4.3		

		SUB-BASE		0'		3'		6'	
		0'	4'	0'	4'	0'	4'		
ESPESOR DE ASFALTO	1"	52	80	552	2.5	2.8	3.2		
		2	2	70	73	106	570		
	2"	645	1.7	3.8	3.5	3.4	3.6		
		74	87	250	582	3.5	3.2		
	3"	3.0	3.3	3.8	3.8	3.6	3.9		
		104	106	710	2.7	3.1	3.6		

 Secciones que permanecieron en buenas condiciones, el número interior corresponde al índice de servicio al final de la prueba.

 Secciones que permanecieron en regulares condiciones, el número interior corresponde al índice de servicio al final de la prueba.

 Secciones que llegaron a la falla, el número interior corresponde al número de aplicaciones de carga con el que llegaron a la falla.



Anexo 2-1 Configuración de vehículo C2 (eje delantero sencillo y trasero dual)



Anexo 2-2 configuración de vehículo C3 (eje delantero sencillo y traseros duales)



Anexo 2-3 Configuración de vehículo T3-S2 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión y ejes duales en el semiremolque)



Anexo 2-4 Configuración de vehículo T3-S3 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión y ejes duales en el semiremolque)



Anexo 2-5 Configuración de vehículo T3-S2-R4 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión, ejes duales en el semiremolque y remolque)

ESTUDIO DE VELOCIDAD DE PUNTO

HOJA DE CAMPO

Fecha _____ Ubicación _____ Dirección _____

Hora _____ Condiciones atmosféricas _____

Estado del pavimento _____ Distancia base elegida _____

Observador _____

Velocidad en km/h			Tiempo en seg	Total	Automóviles	Suma	Auto-buses		Camiones	
Distancia		Base					§	§		
25 m	50 m	100 m								
90			10							
82			11							
76			12							
69			13							
64	125		14							
60	120		15							
56	113		16							
53	106		17							
50	100		18							
48	96		19							
45	90		20							
43	85		21							
41	82		22							
39	78		23							
38	75		24							
36	72		25							
35	70	140	26							
33	61	134	27							
32	64	128	28							
31	62	120	29							
30	60	116	30							
29	58	112	31							
28	56	110	32							
27	55	105	33							
26	53	100	34							
25	50	96	35							
24	48	90	36							
23	45	88	37							
22	43	82	38							
TOTAL DE VEHICULOS										

Anexo 2-6a. Hoja de campo para estudios de velocidad de punto

VELOCIDAD DE PUNTO

Fecha _____ Lugar _____ Dirección _____
 Hora _____ Condiciones atmosféricas _____
 Edo. del pavimento _____ Distancia base elegida _____
 Observador _____

Velocidad en Km/h	Punto intermedio (x)	No. de veces (f)	(x) (f)	%	% acum.
Grupo de velocidades LI - L (Km/h)					
10.5 - 15.5	13				
15.5 - 20.5	18				
20.5 - 25.5	23				
25.5 - 30.5	28				
30.5 - 35.5	33				
35.5 - 40.5	38				
40.5 - 45.5	43				
45.5 - 50.5	48				
50.5 - 55.5	53				
55.5 - 60.5	58				
60.5 - 65.5	63				
65.5 - 70.5	68				
70.5 - 75.5	73				
75.5 - 80.5	78				
80.5 - 85.5	83				
85.5 - 90.5	88				
90.5 - 95.5	93				
95.5 - 100.5	98				
100.5 - 105.5	103				
105.5 - 110.5	108				
110.5 - 115.5	113				
115.5 - 120.5	118				
120.5 - 125.5	123				
125.5 - 130.5	128				
130.5 - 135.5	133				
135.5 - 140.5	138				
140.5 - 145.5	143				
TOTAL			$\Sigma (x) (f) =$	100.0	

Anexo 2-6b. Hoja de gabinete para estudio de velocidad de punto.

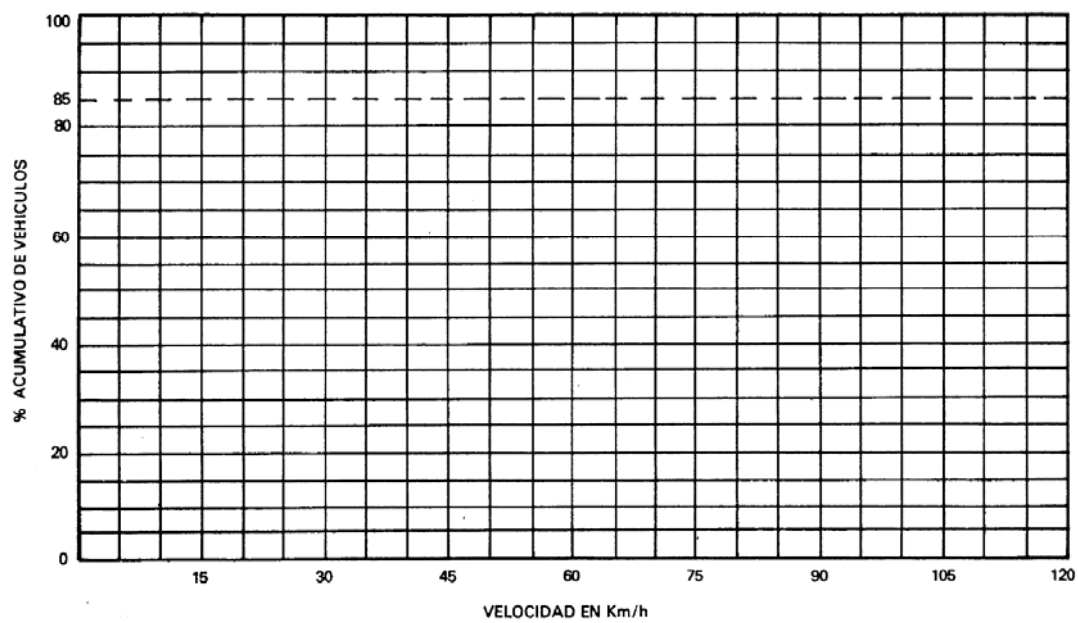
GRAFICA DE VELOCIDAD DE PUNTO

Fecha _____ Lugar _____ Dirección _____

Hora _____ Estado del tiempo _____

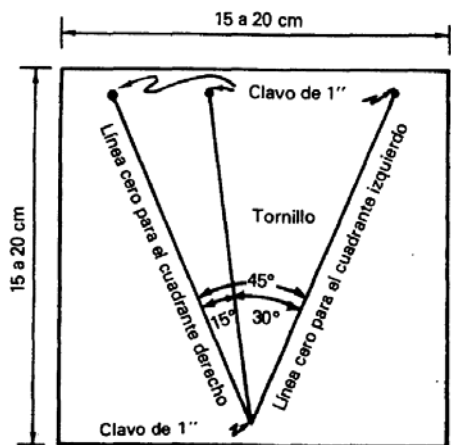
Edo. del pavimento _____ Distancia base elegida _____

Observador _____

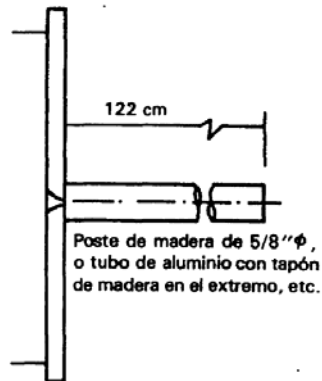


Observaciones _____

Anexo 2-6. Grafica de la velocidad punto.

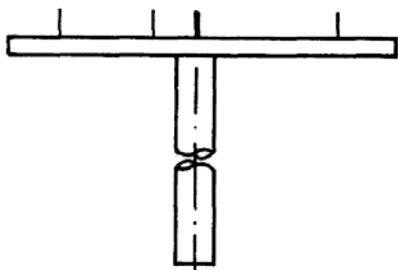


Tablero de madera



VISTA EN PLANTA

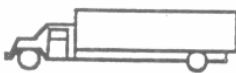
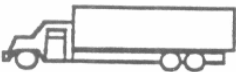



VISTA LATERAL



VISTA FRONTAL

Anexo 2-7. Grafica para poder determinar la velocidad.

Anexo 8 tipos de vehículos pesados

Clase	Configuración	Altura (m)	Ancho (m)	Longitud (m)	Peso Bruto (ton)	Ejes Equivalentes
C2		4.15	2.50	12.20	15.5	0.2 a 1.9
C3		4.15	2.50	12.20	23.5	0.3 a 4.6
T3-S2		4.15	2.50	16.85	41.5	0.9 a 10.8
T3-S3		4.15	2.50	16.85	46.0	1.0 a 12.8
T3-S2-R4		4.15	2.50	22.00	77.5	1.7 a 12.3

NOTA: Clase C2 incluye autobuses de 2 ejes, mientras que la clase C3 incluye aquellos de 3 ejes.

Figura VI-3. Clasificación vehicular en México.