

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

"DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA DOS VÍAS DE  
ACCESO PRINCIPAL, AL MUNICIPIO DE EL PROGRESO,  
DEPARTAMENTO DE JUTIAPA".

TESIS  
PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

HUGO ABAD MEJÍA GÓMEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL

Guatemala, mayo de 1996.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

Miembros de junta directiva

DECANO:	Ing. Julio Ismael González Podszueck
VOCAL PRIMERO:	Ing. Miguel Ángel Sánchez Guerra
VOCAL SEGUNDO:	Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
VOCAL TERCERO:	Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez
VOCAL CUARTO:	Br. Waldemar de León Contreras
VOCAL QUINTO:	Br. Pedro Escalante Pastor
SECRETARIO:	Ing. Francisco Javier González López

Tribunal que practicó el examen general privado

DECANO:	Ing. Julio Ismael González Podszueck
EXAMINADOR:	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR:	Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
EXAMINADOR:	Ing. Benjamín Cifuentes Velásquez
SECRETARIO:	Ing. Francisco Javier González López



**FACULTAD DE INGENIERIA**  
Unidad de Prácticas de Ingeniería  
Ejercicio Profesional Supervisado  
E.P.S.

Ciudad Universitaria, Zona 12  
01012 Guatemala, Centroamérica

REF.EPS.G.026.96

Guatemala, 14 de marzo de 1,996

Señor  
Ing. Pedro Quiroa Méndez  
Coordinador de la Unidad  
de Prácticas de Ingeniería y E.P.S.  
Presente

Señor Coordinador:

Por este medio informo a usted, que en mi calidad de Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) del estudiante universitario, de la Carrera de Ingeniería Civil, **HUGO ABAD MEJIA GOMEZ**, procedí a revisar el Informe Final (TESIS) cuyo título es **DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA DOS VIAS DE ACCESO PRINCIPAL, AL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, el cual lo encuentro satisfactorio.

Este trabajo, fue desarrollado dentro del Programa del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de nuestra Facultad, constituyéndose en un aporte de mucha significación para la Cabecera Municipal de El Progreso; por cuanto plantea una solución para el problema que tiene, con respecto a dos de sus vías de acceso.

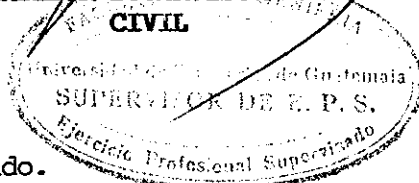
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me suscribo de usted.

Muy Atentamente,

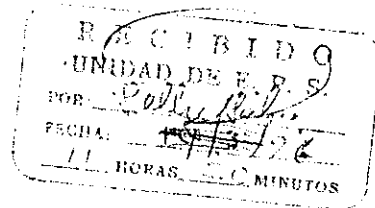
"ID Y ENSEÑAR A TODOS"

Ing. Juan Merck Cos  
ASESOR-SUPERVISOR DE E.P.S.  
INGENIERIA CIVIL



JMC/lgg.  
c.c.: Archivo  
Anexo: El Informe mencionado.

1,995 AÑO DE LA REFORMA UNIVERSITARIA, CON TU PARTICIPACION LA REFORMA AVANZA





**FACULTAD DE INGENIERIA**  
Unidad de Prácticas de Ingeniería  
Ejercicio Profesional Supervisado  
E.P.S

Ciudad Universitaria, Zona 12  
01012 Guatemala, Centroamérica

**REF.EPS.C.040.96**

Guatemala, 14 de marzo de 1,996

Señor  
Ing. Jack Douglas Ibarra S.  
Director de la Escuela  
de Ingeniería Civil  
Presente

Señor Director:

Por medio de la presente, le estamos adjuntando el Informe Final, correspondiente al Trabajo de Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) titulado **DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA DOS VIAS DE ACCESO PRINCIPAL, AL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA.**

Este Trabajo, fue desarrollado por el estudiante **HUGO ABAD MEJIA GOMEZ**, de la Carrera de Ingeniería Civil, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ingeniero Juan Merck Cos.

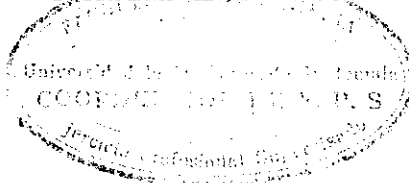
Habiéndose cumplido con los objetivos del trabajo, y existiendo la **APROBACION** al mismo, por parte del Asesor y Supervisor, esta Coordinación también **APRUEBA** el contenido del mismo; y solicita el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Deferentemente,

**"ID Y ENSEÑAD A TODOS"**

ING. PEDRO QUIROGA MENDEZ  
COORDINADOR DE E.P.S.



PQM/lgg.

c.c.: Archivo

Anexo: El Informe mencionado.

**1,995 AÑO DE LA REFORMA UNIVERSITARIA, CON TU PARTICIPACION LA REFORMA AVANZA**

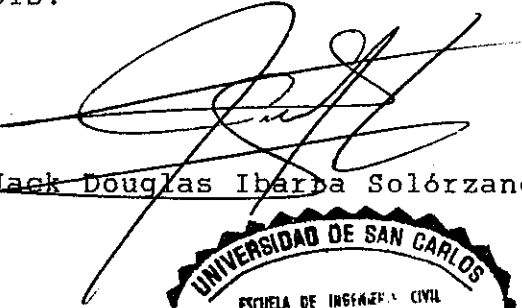


**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S. Ing. Pedro Quiroa Méndez, sobre el trabajo de tesis del estudiante Hugo Abad Mejía Gómez, titulado DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA DOS VIAS DE ACCESO PRINCIPAL, AL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

  
Ing. ~~Jack Douglas Ibarra Solórzano~~



Guatemala, mayo de 1,996.

JDIS/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA DOS VIAS DE ACCESO PRINCIPAL, AL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, del estudiante Hugo Abad Mejía Gómez, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Julio Ismael González Podszueck  
DECANO



Guatemala, mayo de 1,996

/bbdeb.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

## DEDICATORIA

En nuestro país Guatemala, hacen falta más profesionales con sentido de solidaridad, que sepan aportar con ingenio y creatividad, soluciones dinámicas a los problemas de nuestra sociedad. Profesionales formados tanto en lo humano como en lo académico, para orientar los recursos hacia soluciones factibles de los problemas más urgentes. Siendo el trabajo individual de cada quien de donde nace la grandeza de las naciones, que DIOS, maestro y enmendador de los sabios, a quien primeramente quiero dedicar esta tesis, sostenga y multiplique esta tarea.

A mi patria Guatemala.

A mi padre, Carlos y muy especialmente a mi madre Vidalina, a mis hermanos Carlos Vinicio y Mildred Virginia; que este trabajo sea un reconocimiento a sus esfuerzos.

A mis amigos y compañeros de estudio, por el apoyo recibido y amistad sincera.

A todos los catedráticos, maestros y personas que de una u otra forma, me han brindado sus conocimientos de manera desinteresada.

## AGRADECIMIENTO

A los centros educativos que han conducido mis años de estudio, Colegio San José de los Infantes y Universidad de San Carlos de Guatemala.

Al departamento de EPS de la facultad de Ingeniería y en especial al ingeniero Juan Merck Cos, por la asesoría prestada, para que este trabajo cumpliera con sus objetivos.

Al municipio de El Progreso, a la corporación municipal 1994-96, a su personal técnico-administrativo y al ingeniero Bayron Sandoval, por las facilidades y aportes para la realización de este trabajo.

QUE DIOS LOS BENDIGA A TODOS.

## ÍNDICE GENERAL

	PÁGINA
LISTA DE ILUSTRACIONES.....	I
LISTA DE SÍMBOLOS.....	II
INTRODUCCIÓN.....	III
<b>CAPÍTULO I MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO</b>	
I.1. LÍMITES Y LOCALIZACIÓN.....	1
I.2. DIVISIÓN POLÍTICO-ADMINISTRATIVA.....	1
I.3. SUELO Y TOPOGRAFÍA.....	1
I.4. ACCIDENTES HIDROGRÁFICOS.....	3
I.5. VÍAS DE COMUNICACIÓN.....	3
I.6. EVALUACIÓN DE LAS PRINCIPALES NECESIDADES DE INFRAESTRUCTURA EN EL MUNICIPIO.....	5
I.6.1. COMUNICACIÓN POR VÍA TERRESTRE.....	5
I.6.2. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	5
I.6.3. CONTAMINACIÓN POR AGUAS NEGRAS EN EL MUNICIPIO.....	6
<b>CAPÍTULO II ESTUDIOS PRELIMINARES</b>	
II.1. JUSTIFICACIÓN PARA EL DISEÑO DE UN PAVIMENTO RÍGIDO.....	8
II.2. RECONOCIMIENTO PARA LA FACTIBILIDAD DEL PROYECTO.....	9
II.2.1 EVALUACIÓN Y CONTEO DE SERVICIOS EXISTENTES.....	9
II.2.1.1. SERVICIO DE AGUA POTABLE Y DRENAJES.....	9
<b>CAPÍTULO III PROCESO Y ANÁLISIS DE CALIDAD</b>	
III.1. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PAVIMENTO RÍGIDO.....	10
III.2. EVALUACIÓN DEL PAVIMENTO EXISTENTE Y SU SUBRASANTE.....	11
III.2.1. ENSAYO DE MUESTRAS EN LABORATORIO.....	12
III.2.1.1. ENSAYOS PARA LA CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	12
III.2.1.1.1. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.....	12
III.2.1.1.2. LÍMITES DE CONSISTENCIA.....	13
III.2.1.2. ENSAYOS PARA EL CONTROL DE LA CONSTRUCCIÓN.....	14
III.2.1.2.1. DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.....	14
III.2.1.2.2. DENSIDAD MÁXIMA Y HUMEDAD ÓPTIMA.....	14
III.2.1.2.3. OBTENCIÓN DEL PORCENTAJE DE COMPACTACIÓN.....	15
III.2.1.2.4. ENSAYO DE EQUIVALENTE DE ARENA.....	15
III.2.1.3. ENSAYOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DEL SUELO.....	16
III.2.1.3.1. ENSAYO DE VALOR SOPORTE DEL SUELO (CBR).....	16
III.2.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	17
III.2.2.1 NORMAS PARA UN MATERIAL DE SUBBASE.....	17
III.2.2.2 NORMAS PARA UN MATERIAL DE BASE GRANULAR.....	18
<b>CAPÍTULO IV ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS</b>	
IV.1. PLANIMETRÍA.....	19
IV.1.1. DETERMINACIÓN DE LA LÍNEA DE EJE PRINCIPAL.....	19
IV.2. ALTIMETRÍA.....	20
IV.2.1. DETERMINACIÓN DEL PERFIL DEL EJE PRINCIPAL.....	21



<b>CAPÍTULO V DISEÑO DE LOSAS PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS</b>	
V.1. CONOCIMIENTO SOBRE LOS COMPONENTES DEL CONCRETO.....	22
V.1.1. CEMENTO PORTLAND.....	22
V.1.2. AGUA.....	23
V.1.3. AIRE INCLUIDO.....	24
V.1.4. AGREGADOS.....	24
V.1.4.1. AGREGADO GRUESO.....	24
V.1.4.2. AGREGADO FINO.....	25
V.1.5. ADITIVOS.....	25
V.2. CONCRETO COMO LA SUMA DE TODOS SUS COMPONENTES.....	26
V.2.1. DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO.....	26
V.2.2. MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE LA MEZCLA.....	27
V.3. DIMENSIONAMIENTO DEL ESPESOR DE LOSAS DE UN PAVIMENTO RÍGIDO.....	33
V.4. DISEÑO DE JUNTAS.....	45
<b>CAPÍTULO VI DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARETERAS</b>	
VI.1. ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DEL ALINEAMIENTO TRANSVERSAL.....	46
VI.1.1. ANCHO DE CORONA.....	46
VI.1.2. RASANTE.....	46
VI.1.3. ANCHO DE CALZADA.....	47
VI.1.4. HOMBROS.....	47
VI.1.5. CUNETAS Y CONTRACUNETAS.....	47
VI.1.6. PENDIENTE TRANSVERSAL.....	47
VI.1.7. TALUDES.....	48
VI.2. ALINEAMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL.....	48
VI.2.1. ALINEAMIENTO HORIZONTAL.....	48
VI.2.1.1. DISEÑO DE CURVAS HORIZONTALES.....	49
VI.2.2. ALINEAMIENTO VERTICAL.....	49
VI.2.2.1. DISEÑO DE CURVAS VERTICALES.....	50
VI.3. PLANOS.....	52
VI.4. TRAZO EN EL CAMPO DE LA SUBRASANTE.....	53
<b>CAPÍTULO VII PROCESO DE CONSTRUCCIÓN</b>	
VII.1. CONSTRUCCIÓN Y CONFORMACIÓN DE LA SUBRASANTE.....	54
VII.2. CONSTRUCCIÓN Y CONFORMACIÓN DE LA SUBBASE.....	54
VII.3. CONSTRUCCIÓN Y CONFORMACIÓN DE LA BASE.....	55
VII.4. PREPARACIÓN Y MEZCLADO DEL CONCRETO PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS.....	56
<b>CAPÍTULO VIII ANÁLISIS ECONÓMICO</b>	
VIII.1. COSTO DEL PAVIMENTO.....	60
VIII.2. RECUPERACIÓN DE CAPITAL.....	63
VIII.3. RENDIMIENTOS.....	64
CONCLUSIONES.....	66
RECOMENDACIONES.....	67
BIBLIOGRAFÍA.....	68
ANEXO 1.....	69
ANEXO 2.....	70
ANEXO 3.....	71
ANEXO 4.....	72
ANEXO 5.....	75
PLANOS.....	76

LISTA DE ILUSTRACIONES

	PÁGINA
Figura I.1. Localización geográfica.....	2
Figura I.2. Área urbana del municipio.....	4
Figura V.1. Diagrama de flujo para el diseño de una mezcla de concreto.....	29
Figura V.2. Diagrama de flujo para el diseño de espesores de losas de concreto para pavimentos.....	34
Figura VI.1. Sección típica transversal de una carretera.....	46
Figura VI.2. Planta de una curva horizontal.....	49
Figura VI.3. Sección de una curva vertical.....	50
Tabla III.1. Valores límite de CBR.....	17
Tabla III.2. Tipos de graduación para un material de base granular.....	18
Tabla V.1. Requisitos de graduación para los agregados del concreto.....	26
Tabla V.2. Resistencia promedio a la compresión requerida del concreto, cuando no se dispone de información.....	30
Tabla V.3. Revenimientos recomendados del concreto para varios tipos de construcción.....	31
Tabla V.4. Relación entre resistencia a la compresión del concreto y la relación agua-cemento.....	31
Tabla V.5. Requisitos aproximados de agua y contenido de aire, para diferentes revenimientos y tamaños máximos de agregados.....	32
Tabla V.6. Relaciones agua-cemento máximas permisibles para el concreto cuando no se dispone de información de campo.....	32
Tabla V.7. Volumen del agregado grueso por unidad de volumen del concreto.....	33
Tabla V.8. Primer estimado del peso del concreto fresco.....	33
Tabla V.9. Categorías de carga por eje.....	37
Tabla V.10. Tipos de suelo de subrasante y valores aproximados del módulo de reacción "K".....	38
Tabla V.11. Valores de "K" para diseño sobre bases no tratadas.....	38
Tabla V.12. Valores de "K" para diseño sobre bases de suelo-cemento.....	38
Tabla V.13. Tabla de diseño por TPDC categoría 1 juntas de trabe por agregados.....	39
Tabla V.14. Tabla de diseño por TPDC categoría 2 juntas doveladas.....	39
Tabla V.15. Tabla de diseño por TPDC categoría 2 juntas de trabe por agregados.....	40
Tabla V.16. Tabla de diseño por TPDC categoría 3 juntas doveladas.....	41
Tabla V.17. Tabla de diseño por TPDC categoría 3 juntas de trabe por agregados.....	42
Tabla V.18. Tabla de diseño por TPDC categoría 4 juntas doveladas.....	43
Tabla V.19. Tabla de diseño por TPDC categoría 4 juntas de trabe por agregados.....	44
Tabla V.20. Espesores estimados de bases para pavimentos rígidos.....	45
Tabla VI.1. Anchos de hombro según el ancho de calzada.....	47
Tabla VI.2. Pendiente transversal recomendada según el tipo de superficie.....	47
Tabla VI.3. Relaciones geométricas para taludes de corte y relleno.....	48
Tabla VI.4. Características geométricas de carreteras en estado final.....	51
Tabla VI.5. Tamaño de formatos para planos.....	52
Tabla VII.1. Tiempo de mezclado para concreto según la capacidad de la mezcladora.....	57

## LISTA DE SÍMBOLOS

EPS: Ejercicio Profesional Supervisado.  
mca: Metros columna de agua.  
msnm: Metros sobre el nivel del mar.  
plg: Pulgada.  
cm: Centímetro.  
mm: Milímetro.  
AASHTO: American Association Of State Highway and Transportation Officials.  
CBR: California Bearing Ratio.  
kg: Kilogramo.  
Est: Estación.  
PO: Punto observado.  
DH: Distancia horizontal.  
DEFL: Deflexión.  
BM: Banco de marca.  
VA: Vista atrás.  
HI: Altura del instrumento.  
VI: Vista intermedia.  
PV: Punto de vuelta.  
°C: Grado centígrado.  
ASTM: American Society of Testing and Materials.  
MF: Módulo de finura.  
ACI: American Concrete Institute.  
+/-: Más menos.  
f'c: Resistencia a la compresión especificada del concreto (psi).  
f'cr: Resistencia promedio a la compresión requerida del concreto, empleada como base para el proporcionamiento del concreto (psi).  
lb: Libra.  
yd<sup>3</sup>: Yarda cúbica.  
PCA: Portland Cement Association.  
MR: Módulo de ruptura.  
PSI: Poundal per Square Inch.  
K: Módulo de reacción del suelo.  
TPD: Tránsito Promedio Diario.  
TPDC: Tránsito Promedio Diario de Camiones.  
CRF: Factor de recuperación de capital.  
Ca,Si: Silicato tricálcico.  
Ca,Al: Aluminato tricálcico.

## INTRODUCCIÓN

Uno de los problemas más importantes a los que se enfrenta cualquier persona relacionada con la planeación, diseño y construcción de la infraestructura de alguna comunidad, es comprender las múltiples interrelaciones entre los elementos que conforman la estructura urbana, y sus interacciones con el medio natural.

Se deben tener criterios fundamentales para la toma de decisiones en el proceso de diseño, basados en valores humanos que tiendan a crear ciudades en equilibrio con la naturaleza y en armonía con su imagen urbana.

Uno de los principales elementos que conforman una estructura urbana lo constituye el transporte. El transporte desempeña un papel esencial en la vida moderna. Es difícil concebir una sociedad futura donde éste, no continúe siendo de primordial importancia.

La Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, a través del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) ha hecho posible que para las áreas con carencias de infraestructura, se propongan soluciones que de forma integral, conjugando tanto la economía con la técnica se logre un punto de equilibrio que dé como resultado proyectos para solucionar en parte los óbices del desarrollo.

En casi la totalidad de país y sobre todo en áreas rurales se dan graves problemas de salud, educación y vivienda.

La Facultad de Ingeniería dentro del programa de EPS, procura dar soluciones a problemas relacionados con las carreras que se imparten en dicha facultad. En Ingeniería Civil se busca obtener proyectos de infraestructura, siendo el tema principal de esta tesis el diseño y construcción de pavimentos rígidos para una zona específica del municipio de El Progreso, del departamento de Jutiapa.

El contenido de este trabajo permite visualizar el entorno geográfico del municipio, citando los problemas más significativos siempre desde el punto de vista de la ingeniería civil. La parte medular de este trabajo involucra el diseño de pavimentos rígidos desde la etapa de planificación hasta el diseño final con su análisis económico.

Los criterios principales que se aplicaron son principalmente de decisión, para implementar soluciones que se adapten de manera efectiva a cada situación en particular, este trabajo es una introducción a una visión integradora del diseño de pavimentos. Sin embargo no es el objetivo ni se pretende abarcar absolutamente todos los aspectos que intervienen en el diseño, pero que sí se introduce a una visión del conjunto de las partes que componen su estudio. En síntesis, explica, define y puntualiza recomendaciones y especificaciones básicas sobre el diseño de pavimentos rígidos.

La realización de este trabajo se logró gracias al interés de la municipalidad de El Progreso, de obtener una ayuda de la universidad para implementar soluciones técnicas factibles de realizar, buscando evitar el dogmatismo y el empirismo que han estado presente en muchas obras realizadas sin el apoyo de profesionales.

## CAPÍTULO I MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO

El estudio del lugar geográfico para la construcción de cualquier proyecto es un punto a tomar muy en cuenta, pues forma parte de la visualización inicial de cualquier proyecto. El reconocimiento del lugar es determinante para evaluar la infraestructura necesaria para un diseño óptimo. Algunos parámetros como las vías de comunicación y el aprovisionamiento de recursos para la construcción, pueden afectar los costos de los proyectos, aumentando las dificultades técnicas o financieras, y que deben ser tomadas en cuenta desde el inicio de la evaluación y preparación del proyecto.

### I.1. LÍMITES Y LOCALIZACIÓN.

El municipio de "El Progreso Achuapa", es uno de los diecisiete municipios del departamento de Jutiapa. Dista a 127 kilómetros de la ciudad capital de la República de Guatemala, por carretera asfaltada. En la actualidad el municipio tiene 16 581 habitantes (a octubre de 1994) que representa aproximadamente el 5.4% de la población del departamento, que se estima en 307 359 habitantes.

Por el Decreto Gubernamental 70-86, de la Ley Preliminar de Regionalización, Guatemala fue dividida en ocho regiones, con el objetivo de delimitar zonas con niveles de desarrollo socioeconómico similar y características particulares propias de cada región.

El departamento de Jutiapa está ubicado en la región IV, denominada sur-oriente y está administrativamente asociado con los departamentos de Santa Rosa y Jalapa. Instituciones como el Instituto de Fomento Municipal (INFOM) y el Instituto Técnico de Capacitación y Productividad (INTECAP) trabajan a estos tres departamentos como una sola región.

Este municipio tiene los siguientes límites.

Al norte con el municipio de Monjas, departamento de Jalapa.

Al sur con el municipio de Jutiapa, cabecera departamental del departamento.

Al este con el municipio de Asunción Mita, departamento de Jutiapa.

Al oeste con el municipio de Jutiapa.

El banco de marca establecido por la Dirección General de Caminos y rectificado por el Instituto Geográfico Militar, indica una altura de 967 metros sobre el nivel medio del mar, con una latitud norte de catorce grados veintiún minutos y trece segundos ( $14^{\circ}21'13''$ ), y una longitud oeste de ochenta y nueve grados cincuenta minutos y cincuenta y seis segundos ( $89^{\circ}50'56''$ ), su localización en el mapa 2259 III "laguna de Retana" del Instituto Geográfico Militar es (92.7 , 99.8).

### I.2. DIVISIÓN POLÍTICO-ADMINISTRATIVA.

El municipio de El Progreso, posee su propio gobierno municipal, compuesto por un concejo municipal el cual está integrado por un alcalde, un concejal primero (vice-alcalde), un síndico y cuatro concejales. Al municipio según el Código Municipal le corresponde la clasificación de municipio de tercera categoría, lo que le obligaba realizar elecciones para alcalde cada dos años y medio, pero por las modificaciones a la ley que norma dicho período, desde el año 1996 todas las municipalidades del país tendrán gobiernos municipales de cuatro años.

El municipio cuenta con siete aldeas principales la cuales son.

Las Flores, Piletas, El Peñoncito, Acequia, El Ovejero, Morán, Las Uvas, El Porvenir.

También posee caseríos, los principales son, Pozas de Agua, Encino Gacho, El Pino, Valle Abajo, La Ciénaga, Las Impresiones.

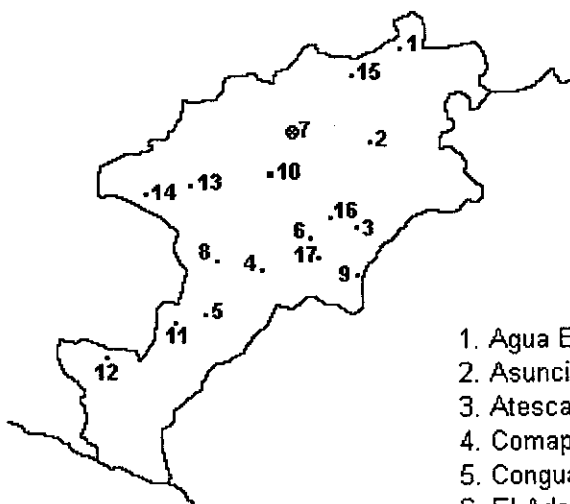
### I.3. SUELO Y TOPOGRAFÍA.

El suelo tiene la conformación geológica propia del oriente del país al estar formado con gran cantidad de rocas del tipo ígneo en casi toda su superficie. Este entorno es producto de la actividad pasada de los volcanes Suchitán y Tuhual.

# REPÚBLICA DE GUATEMALA



## DEPARTAMENTO DE JUTIAPA



- |                       |                         |
|-----------------------|-------------------------|
| 1. Agua Blanca        | 10. Jutiapa             |
| 2. Asunción Mita      | 11. Moyuta              |
| 3. Atescatempa        | 12. Pasaco              |
| 4. Comapa             | 13. Quesada             |
| 5. Conguaco           | 14. San José Acatempa   |
| 6. El Adelanto        | 15. Santa Catarina Mita |
| <b>7. El Progreso</b> | 16. Yupiltepeque        |
| 8. Jalpatagua         | 17. Zapotitlán          |
| 9. Jerez              |                         |

Figura I.1.  
Localización geográfica

La morfología del municipio de El Progreso presenta accidentes muy interesantes como lo son:  
Volcán Suchitán a una altura de 2042 metros sobre el nivel del mar.  
Volcán Tahuatl a una altura de 1716 metros sobre el nivel del mar.  
Cerro Xecón, a una altura de 2104 metros sobre el nivel del mar.  
Otros cerros de menor altura son:  
Cerro El cubilete, 1015 metros sobre el nivel del mar.  
Cerro San Juan, 1124 metros sobre el nivel del mar.  
Cerro Santiago, 1192 metros sobre el nivel del mar.  
Cerro Las Aradas, aproximadamente a 1120 msnm.  
Cerro Comalapa, aproximadamente a 1281 msnm.  
Cerro El Sombrerito, aproximadamente a 1600 msnm.

#### I.4. ACCIDENTES HIDROGRÁFICOS.

El relieve hidrográfico del municipio es poco significativo para su desarrollo económico. El municipio no cuenta con vías navegables, sus ríos y quebradas poseen poco caudal casi la totalidad del año. Los ríos más importantes son.

Río San Pedro, río que al llegar a la aldea El Ovejero, se le denomina río Ovejero, y al llegar a la cercanías del municipio de Monjas, (departamento de Jalapa) vuelve a llamarse Río San Pedro.

Río Morán, río que le da el nombre al puente que se localiza en la carretera interamericana.

Dentro de algunos ríos intermitentes, o sea que sólo se observan en época lluviosa, se pueden mencionar a la Quebrada Las Uvas y al río Chiquito. Estas dos corrientes al unirse en la región conocida como Valle Abajo forman el río Colorado.

Quebrada El Jote, nace en la laguna de Retana y se une al río San Pedro en las proximidades del municipio de Monjas, departamento de Jalapa.

Otras quebradas de bajo caudal que nacen de las faldas del volcán Suchitán son, quebrada Grande, quebrada Magueyes, quebrada La Arada, quebrada Barranca Honda y la quebrada El Mezcal.

El accidente hidrográfico a criterio personal más interesante, y también económicamente más importante es la laguna de Retana, fuente de riquezas agrícolas. En casi la totalidad del año, la napa freática llega casi a la superficie el terreno, haciéndolo un terreno propicio para el cultivo de hortalizas como tomate, cebolla, etc.

#### I.5. VÍAS DE COMUNICACIÓN.

El municipio cuenta con cinco vías de comunicación directa por vía terrestre. Tres de estas vías son por la carretera interamericana, (denominada por la nomenclatura de la Dirección General de Caminos como CA-1). La primera vía es por la aldea El Porvenir, denominada Nacional 2, la cual es de revestimiento suelto o ligero (terracería). La segunda vía del municipio se localiza apenas cruzando el puente Morán, esta vía estaba construida originalmente en asfalto, actualmente está en malas condiciones y es objetivo de estudio de esta tesis. La tercera vía es considerada como la vía principal de acceso al municipio por la carretera interamericana. Originalmente estaba construida en asfalto, pero por las condiciones de mal estado en que se encontraba, actualmente se encuentra completamente reconstruida en concreto (pavimento rígido).

La cuarta vía es la carretera Nacional 19, que comunica al municipio con el departamento de Jalapa y también es objeto de estudio de esta tesis.

La quinta vía de acceso es la prolongación de la carretera Nacional 2, que sale de El Progreso y se bifurca en dos, aproximadamente a tres kilómetros, saliendo una de ellas (departamental 2) hacia la interamericana CA-1, y la otra (departamental 4) hacia la aldea Suchitán, aldea Los Horcones, llegando al municipio de Santa Catarina Mita y finalmente al municipio de Agua Blanca.

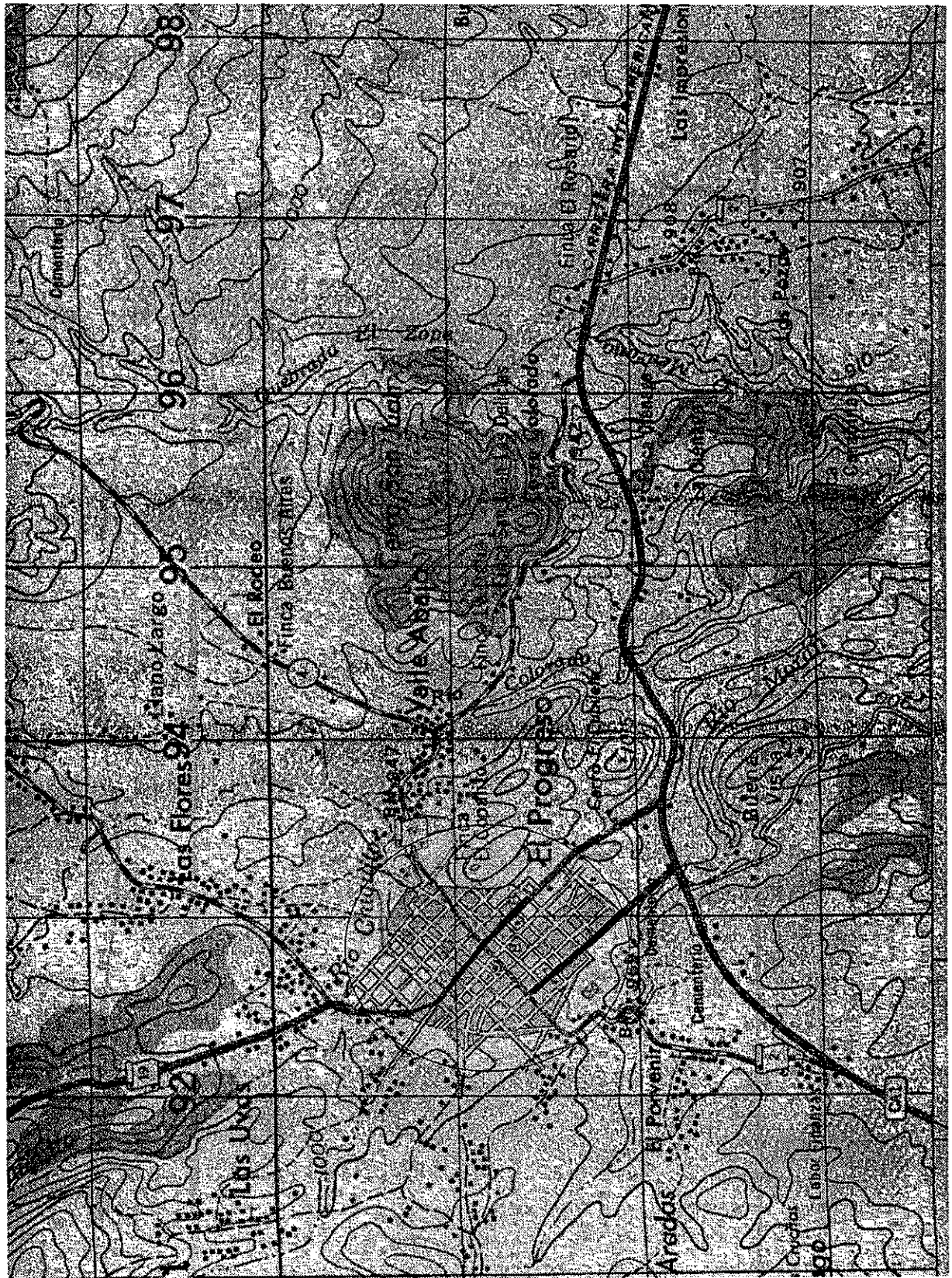


figura 1.2  
 Area urbana del municipio



El resto del municipio cuenta además con vías de revestimiento suelto (terracería) comunicando la totalidad de aldeas, ya sea hacia la carretera nacional 19, o hacia la interamericana CA-1.

El municipio posee comunicación telefónica con un servicio bastante aceptable, también cuenta con servicio de televisión por cable, y posee comunicación por vía televisiva con todos los canales guatemaltecos de vía VHF.

## I.6. EVALUACIÓN DE LAS PRINCIPALES NECESIDADES DE INFRAESTRUCTURA EN EL MUNICIPIO.

Toda ciudad tiene problemas en su infraestructura que de una u otra forma afectan a sus habitantes. Estos problemas por lo común son del tipo sanitario. Otros problemas como son el de la disposición adecuada de desechos sólidos (basura), contaminación por ruido, sistemas de urbanización eficientes y funcionales son otros problemas que deberán ser evaluados en el futuro para una solución adecuada.

### I.6.1. COMUNICACIÓN POR VÍA TERRESTRE.

El municipio de El Progreso está ubicado estratégicamente, de tal forma que es un punto de conexión hacia la zona central del país incluyendo a la ciudad capital, hacia el nororiente con los departamentos de Jalapa y Chiquimula y hacia el este con la República de El Salvador. Sin embargo su infraestructura vial urbana está en malas condiciones, lo cual causa problemas al transporte, incrementándose su costo de operación y servicio. De las cinco vías de acceso al municipio solamente una se encuentra en estado de transitabilidad plena.

El contenido de esta tesis está enfocado al diseño de dos vías de acceso del municipio. La primera vía es el acceso del municipio con la ciudad de Jutiapa y ciudad Guatemala, la cual tendrá una longitud de 1 088 metros. La segunda vía es la calzada salida a Jalapa, la cual tendrá una longitud de 608 metros. Ambas vías serán analizadas en las siguientes páginas.

Ambas vías fueron construidas originalmente en pavimento flexible (asfalto), el cual está en mal estado, debido en parte por haber expirado su período de diseño y a la vez por el incremento de vehículos pesados en el sector.

### I.6.2. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL MUNICIPIO.

En el área urbana, casi la totalidad de la población tiene agua potable en su vivienda (agua potable es aquella agua que es uniformemente clara, exenta de turbiedad, fresca y cuya temperatura varía de 8 a 19 grados centígrados, sin olor, agradable al paladar y exenta de gérmenes de enfermedades infecciosas o parasitarias). La misma situación se observa en las aldeas, excepto la aldea El Porvenir, en donde solamente existen fuentes públicas de agua pero que sí cubren las necesidades básicas de agua.

En otras aldeas como Pozas de Agua, El Peñoncito, Piletas, La Ciénaga, el servicio tiene algunas deficiencias, pero el caudal abastecido sí satisface las principales necesidades de los usuarios.

El único sector por cubrir era un sector de la aldea El Ovejero, pero actualmente el proyecto para abastecerla está por concluirse. El pozo perforado provee suficiente caudal de agua para cubrir la demanda presente y futura de ese lugar.

Todos los sistemas de agua potable del municipio son alimentados por pozos excavados hasta alcanzar las napas freáticas, y luego el agua es bombeada hasta alcanzar tanques de distribución desde los cuales por medio de sistemas por gravedad es distribuida hasta las casas de los usuarios del servicio.

El agua subterránea es más limpia, pura y fresca que el agua superficial y casi nunca requiere tratamiento. Sin embargo deben hacerse controles periódicos de la calidad del agua potable con un examen bacteriológico de la fuente, así como también un análisis químico y físico.

Para el aforo de una fuente de agua subterránea el caudal debe ser tomado como el 70% de éste al cabo de 48 horas de bombeo continuo. Las bombas deben ser seleccionadas según su eficiencia máxima para el caudal requerido, para el cálculo del consumo de energía como

parámetro principal sin desatender otros factores como la facilidad para la adquisición de repuestos, mantenimiento, etc.

Para la distribución, el sistema debe ofrecer un suministro seguro de agua potable en cantidad suficiente a una presión adecuada para usos doméstico, comercial o industrial, según el porcentaje de éstos en el área a servir, de acuerdo al caudal máximo horario.

Los tanques de distribución deben estar situados lejos de posibles puntos de contaminación y proveer una presión uniforme a lo largo de la línea. Para el diseño de la línea de distribución se debe tomar en cuenta que se debe producir una presión mínima de 10 mca en la vivienda más lejana, tomando como punto inicial de la línea piezométrica la elevación del agua a medio tanque y no más de 40 mca en las viviendas más cercanas, para evitar la falla de las válvulas de cierre en las viviendas.

El diseño de los tanques de distribución debe contemplar la construcción de dos tanques iguales, pero si las condiciones económicas no lo permiten, se debe implementar un sistema de by-pass para no interrumpir el suministro de agua en el tiempo de la limpieza del tanque o posibles reparaciones que sean necesarios realizarse en éste. La limpieza de los tanques debe ser periódica recomendándose una limpieza cada dos meses como lo adecuado.

Referente al área urbana de este municipio, se hace la sugerencia de hacer un estudio con un análisis de equilibrio de presiones en la tubería y a la vez implementar las válvulas de cierre que sean necesarias, pues al tener que hacer conexiones domiciliarias u otro trabajo, es necesario cerrar el suministro de agua a toda el área urbana, lo cual implica molestias para todos los usuarios del sistema, y a la vez que estas válvulas permiten reducir la presión del agua en época de verano para el ahorro de agua, y compensar presiones demasiado altas en algunos puntos de la red.

Es importante que la oficina encargada de la explotación, distribución y control del recurso agua, conserve sus archivos sobre los servicios que presta, como lo es el caudal servido por áreas, para así tener datos confiables que sirvan para el diseño de futuros proyectos, no solamente de introducción de agua potable sino también de alcantarillados y saneamiento ambiental.

También se recomienda seguir con el uso de contadores para determinación de caudales servidos en las viviendas y cobrar por volúmenes consumidos y no por canon de agua.

La última recomendación es hacer un análisis económico para que los proyectos sean autofinanciables, es decir que los gastos incurridos sean pagados por los usuarios del sistema, sin recurrir a fondos propios de la municipalidad para cubrir estos gastos, y reinvertirlos en mejoras al sistema o para la implementación de nuevos sistemas de abastecimiento de agua potable.

### I.6.3. CONTAMINACIÓN POR AGUAS NEGRAS EN EL MUNICIPIO.

Todo proyecto implica la capacidad de resolver un problema pero a la vez crea otro. En este caso al tener abastecida a la población con dotación adecuada de agua potable, se crea el problema de cómo disponer las aguas negras, con un tratamiento y disposición final adecuado.

La cabecera municipal en su área urbana es el único lugar que cuenta con sistema de drenaje y colectores públicos. Aún así este sistema no cubre la totalidad del área urbana, el diseño de dicho proyecto data de septiembre de 1968.

El diseño lo realizó el Departamento de Acueductos y Alcantarillados, de la Dirección General de Obras Públicas, del Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas (como antes era llamado).

Han pasado 27 años desde que se diseñó este alcantarillado, si se supone que se diseñó para un período de 20 años, se deduce que el sistema es insuficiente para la demanda actual.

De hecho se pudo observar durante la realización de los proyectos objeto de esta tesis, que algunos tramos ya tienen problemas, sobre todo en época lluviosa, pues en planos se observan tramos diseñados con tubería de 8 plg, otros más con tubería de 10 plg y los de mayor diámetro con tubería de 12 plg. El diseño estaba originalmente para un alcantarillado del tipo sanitario. Estos diámetros aunados con la falta de supervisión, al momento de hacer la conexión domiciliar al sistema, y cometer el error de ingerir al caudal de aguas negras el caudal de aguas pluviales, hicieron de la alcantarilla, insuficiente al momento de una precipitación pluvial duradera e intensa, provocando inundaciones en las partes más bajas.

Habiendo tenido gobiernos municipales tan cortos en tiempo, no contando con asesores técnicos en proyectos de obra civil, el desconocimiento de los constructores de viviendas y desconociendo el daño tan grande de ingerir aguas pluviales al sistema sanitario, se hace necesaria la revisión de toda la alcantarilla y hacer un nuevo diseño, tomando en cuenta el existente, pues un sistema combinado es del todo inconveniente, por tener que colocar tuberías demasiado grandes para el desfogue de agua pluvial en época lluviosa, y a la vez hacer compatible el flujo de aguas servidas en tiempo de verano para evitar sedimentos.

El sistema de alcantarillado en el área urbana tiene dos descargas, las cuales desfogan las aguas negras al río Chiquito, (que al pasar por la aldea Valle Abajo se le denomina río Colorado), este río posee poca pendiente, lo cual hace que el agua se concentre en pequeñas lagunas. Cuando el agua servida alcanza cierto nivel fluye a velocidades muy pequeñas. Alrededor del cauce de este río los habitantes de casas cercanas, usan tuberías de concreto para evacuar las aguas servidas de estas casas hacia el río directamente, esto por la falta de colectores sanitarios en ese sector urbano. Es preocupante el uso que se le da a estas aguas negras en los riegos de cultivos y hortalizas. El agua la usan ya en su proceso de descomposición aeróbica con olores desagradables-penetrantes y color pardo oscuro.

Otro aspecto a tomar en cuenta es que el predio que se propuso para la construcción de una planta de tratamiento de aguas negras en el año 1968, en la actualidad se encuentra prácticamente ya en el área urbana (1996) y las descargas actuales del sistema que se lanzan hacia el río Chiquito se encuentran demasiado lejanas de dicho sitio.

Lo anterior hace recomendable la construcción de una planta de tratamiento primario en el mismo lecho del río, y hacer un estudio de pre-factibilidad si se hace adecuada su localización en ese sitio o buscar otra solución.

Para la implementación de la planta de tratamiento en ese lugar, se debe tratar de llevar solamente el caudal sanitario más no el pluvial, en tiempo de lluvia el agua pluvial deberá ser evacuada al río, por medio de derivadores de caudal para la protección de la planta de tratamiento. El entorno topográfico del área urbana hace sencillo llevar los desfogues hacia ese lugar.

En las áreas rurales casi la totalidad de casas no cuenta con servicio de alcantarillado sanitario y de la totalidad del municipio, el 52% de las casas no cuenta con este servicio. Las aldeas más afectadas son La Ciénaga, Morán, Las Uvas, El Peñoncito, Pozas de Agua, El Porvenir y Laguna de Retana.

En estas áreas las personas evacúan las aguas negras en zanjones a través de tuberías propias. En todo el municipio apenas se cuentan con 132 pozos sépticos y 591 pozos ciegos.

Teniendo un abastecimiento de agua potable de los mejores en toda el área del oriente del país, se recomienda para las casas del área rural que no cuentan con alcantarillado, el uso de letrina del tipo pozo anegado (estanque séptico), y para las aguas negras sin materia sólida el tratamiento consistiría en zanjas de absorción, (el uso de pozos de absorción no se recomienda pues el terreno con grandes rocas no se presta para la excavación de grandes volúmenes de tierra). Sin embargo para implementar estos sistemas se deberá chequear la capacidad de absorción del suelo.

Actualmente se está terminando de implementar un programa para la construcción de letrinas aboneras, las cuales son efectivas, pero el problema principal radica en el mantenimiento muy frecuente que hay que proveerles, además de normas que son muy estrictas para que el funcionamiento sea eficiente.

En un país con recursos naturales aún bastante grandes conviene controlar el problema de saneamiento ambiental, pues en casi todos los países europeos, primero se implementan sistemas de saneamiento y control de contaminación antes de proceder a implementar sistemas de agua potable y perforación de nuevas fuentes de agua.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

## CAPÍTULO II ESTUDIOS PRELIMINARES

### II.1. JUSTIFICACIÓN PARA EL DISEÑO DE UN PAVIMENTO RÍGIDO.

Una importante decisión la constituyó realizar el proyecto de pavimentación, construyendo un pavimento rígido (concreto), u otro de tipo flexible (asfalto). Para esto se tuvieron que analizar las diferentes ventajas y desventajas que ofrecen ambos métodos.

Los tipos de pavimento varían desde losas de concreto casi rígidas, que se tienden directamente sobre la capa de apoyo, hasta los diversos tipos de pavimento de una o varias capas flexibles y la simple colocación de materiales más selectos (arena y grava) en los niveles superiores, de una capa de apoyo donde la intensidad de la carga es máxima.

Con frecuencia los pavimentos para carreteras se clasifican como rígidos y flexibles, con subgrupos o grupos intermedios. La diferencia entre rígido y flexible es solamente cuestión de grado, pues los pavimentos más flexibles presentan casi la rigidez del concreto.

La baja flexibilidad de los pavimentos rígidos, distribuye la carga que imponen las ruedas en un área muy amplia de la capa de apoyo, de esta manera las pequeñas irregularidades en la capacidad de apoyo no resultan muy significativas. Las losas se pueden tender directamente sobre la capa de apoyo, pero en la construcción moderna se requieren debajo una o más pistas o capas de base.

En un pavimento rígido, el elemento estructural más importante es la losa de concreto, la cual es la que absorbe la mayor cantidad de los esfuerzos, producto del peso de los vehículos que sobre ella pasan. Los esfuerzos que se transmiten hacia la base son menos del veinte por ciento de los valores de esfuerzos por cargas rodantes. Esto hace posible que el material para la base del pavimento no tenga especificaciones tan estrictas como lo serían para una base de pavimento flexible.

Un pavimento de concreto tendrá su principal ventaja en la accesibilidad de los componentes del concreto y la obtención de agua en el propio lugar de fundición. Estos materiales son recursos muy comunes en la naturaleza, aunque siempre debe chequearse su calidad como elementos constituyentes de todo concreto.

Los pavimentos asfálticos consisten en agregados bien clasificados mezclados ya sea antes, durante o después del tendido con aceites bituminosos. La resistencia se logra controlando la calidad de los agregados, así como el número y espesor de la base.

La elaboración del concreto asfáltico se efectúa en plantas, las cuales efectúan el secado y calentamiento de los agregados y el proporcionamiento de éstos con el cemento asfáltico previamente calentado. Con este método de mezclado se garantiza que los agregados queden cubiertos con una película uniforme de bitumen asfáltico y asegura un control preciso de los tamaños de los agregados y de la cantidad de asfalto.

El cemento asfáltico es el mejor componente para una carpeta de rodadura de pavimento flexible, es el mejor lubricante bituminoso y es sólido a temperatura ambiente, produciendo un aglutinante concentrado y un pavimento relativamente duro, permitiendo la circulación de vehículos apenas el cemento asfáltico alcance la temperatura del ambiente.

El cemento asfáltico es obtenido por un proceso duradero de destilación fraccionada. Mientras más destilados del petróleo son volatilizados el material que queda será sólido y negro.

Para un pavimento flexible la principal desventaja, es la necesidad de tener que contar con un equipo especial para su calentamiento. El cemento asfáltico puede diluirse con destilados del petróleo para obtener un material que requiere menos calentamiento, sin embargo el equipo para su calentamiento sigue siendo necesario y el costo por los derivados del petróleo hace subir su costo.

Para tramos relativamente cortos, como los que son objeto de esta tesis, el implementar una planta para calentamiento del cemento asfáltico es de un costo elevado, al evaluar el costo por unidad de metro cuadrado a pavimentar.

El costo inicial de un pavimento rígido es mayor en comparación con un pavimento flexible, pero tomando en cuenta los gastos de mantenimiento que son más frecuentes en un pavimento flexible que en uno rígido, se puede concluir que el valor presente del pavimento es menor en concreto que en asfalto.

Al tener accesibilidad a los componentes del concreto, al abastecimiento suficiente de agua para la mezcla de concreto y compactación de la base y por ser el tránsito que correrá sobre el pavimento, de tipo pesado, se decidió por un pavimento del tipo rígido.

## II.2. RECONOCIMIENTO PARA LA FACTIBILIDAD DEL PROYECTO.

El reconocimiento para la factibilidad del proyecto implica no solamente el estudio del lugar en el que el proyecto se construirá, sino que también lleva consigo la determinación de las condiciones del proyecto a realizar, así como también la evaluación del impacto ambiental que pueda tener su construcción.

### II.2.1. EVALUACIÓN Y CONTEO DE SERVICIOS EXISTENTES.

El diseño de la subrasante deberá incluir todos aquellos aspectos respecto a infraestructura que se encuentre en el proyecto a construir. A continuación se enumeran los principales para estos proyectos.

#### II.2.1.1. SERVICIO DE AGUA POTABLE Y DRENAJES.

La evaluación de las redes de drenajes y agua potable es fundamental, pues reparaciones, ampliaciones o trabajos adicionales que no fueron previstos al momento de construir cualquier proyecto de pavimentación, en el futuro traerán problemas que deben evitarse. Estos problemas por lo general conducen a romper la losa del pavimento y remover su capa de base, lo cual es algo que hay que evitar en lo posible. Es indispensable que todo alcantarillado sea evaluado al momento de diseñar algún tipo de pavimento y también hacia el final del periodo de diseño, y en caso de tener que hacer alcantarillados nuevos se pueden diseñar para periodos de diseño iguales (20 años es lo más usual para ambos casos).

El diseño original del alcantarillado "calzada salida a Jutiapa", contempló tubería de 8 pulgadas y era un drenaje sanitario. Al ingerir aguas pluviales al sistema como se explicó en la sección I.6.3., obligó a que se tuviera que construir otro sistema tipo combinado con tubería de 36 pulgadas de diámetro. Otro problema resultante fue que al momento de hacer la excavación para la colocación de la tubería, la base del antiguo pavimento fue removida y mezclada con material arcilloso, dando un material no apto para base de pavimentos que cumpla con los requerimientos del inciso III.2.2.2. de esta tesis.

La longitud para este alcantarillado es de 680 metros lineales, actualmente en tubería de 36 pulgadas.

En este proyecto existen ocho pozos de visita, y 680 metros lineales de tubería de 36 pulgadas.

En el proyecto "calzada salida a Jalapa", el sistema tiene seis pozos de visita, con las longitudes siguientes.

- 169 metros lineales en tubería de 10 plg.
- 170 metros lineales en tubería de 16 plg.
- 70 metros lineales en tubería de 20 plg.
- 90 metros lineales en tubería de 36 plg.
- 100 metros lineales en tubería de 42 plg.
- 86 metros lineales en tubería de 44 plg.

Por haber alcanzado la densidad de vivienda máxima sobre la calzada se considera que este sistema de alcantarillado no necesitará ampliaciones futuras. Sin embargo, las bocas de los pozos de visita tendrán que elevarse o bajarse dependiendo del diseño de la rasante final del pavimento.

### CAPÍTULO III PROCESO Y ANÁLISIS DE CALIDAD

Pocos suelos tienen el grado necesario de resistencia y permanencia, requisitos indispensables para ser parte estructural de un pavimento. La carga que imponen las ruedas de los vehículos exceden por lo general de 5 a 50 libras por pulgada cuadrada, la capacidad de sustentación que caracteriza a la mayoría de los suelos. Como el tránsito de vehículos acabaría por desgastar la superficie de la capa de apoyo o por inducir fallas en ella, es necesario tender una cubierta que sea capaz de protegerla del desgaste abrasivo de las ruedas.

La capacidad de soportar cargas o la estabilidad de una capa de apoyo, es una función de las propiedades y características de los suelos que la constituyen, de su propiedad para absorber el agua, de las cargas que se le impondrán, de la profundidad e intensidad de la distribución de cargas y del tipo de cubierta que proteja a la capa de apoyo. El pavimento será duradero si bajo el efecto del tráfico, frenado y giros, éste permanece transitable en idénticas condiciones durante varios años y bajo el efecto de la repetición de cargas, el perfil de la calzada no se deforma sino muy lentamente.

#### III.1. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PAVIMENTO RÍGIDO.

a) Pavimento. Pavimento es toda la estructura que descansa sobre el terreno de fundación o subrasante, formada por las diferentes capas de subbase, base y carpeta de rodadura. Tiene el objetivo de distribuir las cargas del tránsito sobre el suelo, proporcionando una superficie de rodadura suave para los vehículos y proteger al suelo de los efectos adverso del clima, los cuales afectan su resistencia al soporte estable del mismo.

El pavimento soporta y distribuye la carga en una presión unitaria lo suficientemente disminuida para estar dentro de la capacidad del suelo que constituye la capa de apoyo, reduciendo la tendencia a la formación de fallas.

b) Subrasante. Es la capa de terreno de una carretera, que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad en que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto.

La subrasante tiene como función servir para la fundación del pavimento después de haber sido terminado el movimiento de tierras y que una vez compactada y afinada, tiene las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos de diseño.

c) Subbase. Es la capa de la estructura del pavimento destinada, fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas del tránsito, de tal manera que el suelo de subrasante las pueda soportar, absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la base.

La subbase está constituida de cantidades y variedades de suelos, ya sea en su estado natural o mejorado. Una de sus funciones fundamentales es la de romper la capilaridad de la terracería y drenar el agua proveniente de la base, controlando o eliminando los cambios de volumen, elasticidad o plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material de la subrasante. Un pavimento rígido puede prescindir de esta capa.

d) Base granular. Es la capa formada por la combinación de piedras y grava, con arena y suelo en su estado natural, clasificados, con trituración parcial para constituir una base integrante de un pavimento.

La base está constituida de materiales seleccionados, granulometría y espesor determinado, cuya función primordial es la de ser resistente a los cambios de temperatura, humedad y desintegración por abrasión producidos por el tránsito y tener mayor capacidad soporte que las subbases.

e) Pavimento de concreto de cemento portland. Es un pavimento rígido, constituido de losas de concreto de cemento portland simple o reforzado, soportadas en toda su superficie y que se diseñan para ser resistentes a la carga e intensidad del tránsito.

La capa de rodadura proporciona una superficie de rodadura lisa no resbaladiza, que resiste, con un desgaste mínimo, los esfuerzos producidos por las llantas de los vehículos y que protege a las capas inferiores de los efectos del sol, la lluvia y el frío. La acción abrasiva de las ruedas en los materiales de las capas de apoyo se reduce o se elimina.

### III.2. EVALUACIÓN DEL PAVIMENTO EXISTENTE Y SU SUBRASANTE.

La construcción de una carretera representa siempre una inversión económica muy elevada y dentro de los renglones más importantes está el de exploración de suelos. Este renglón incluye los ensayos a los materiales obtenidos para muestras. Mientras mayor sea el número de muestras ensayadas, más elevado será el costo de esta parte de la construcción. Es por eso que el planeamiento para la obtención de muestras debe estar sujeto a las más cuidadosos estudios del lugar donde se van a efectuar. El plan de muestras será diferente para una carretera de tráfico pesado, que para otras como un sencillo camino vecinal. Sin embargo una exploración de suelos se paga ampliamente por los beneficios que de ella se obtienen y la cantidad de dinero que a largo plazo ahorra.

Un suelo puede ser aceptable o no, pero para tener seguridad en la toma de decisiones, se toman muestras en estado alterado para ser analizadas en laboratorio.

En la toma de muestras, se debe procurar que la misma no se contamine con la sobre capa de raíces, ramas y demás materia orgánica. Es necesario además que las muestras sean representativas de todos los tipos de suelo que se encuentran a lo largo del proyecto. Para la toma de muestras todo material suelto no debe formar parte de la misma.

Los sacos y bolsas para el transporte de muestras serán de material plástico de preferencia y perfectamente limpios y herméticamente aislados con la finalidad de guardar en ellos las muestras para los ensayos de laboratorio. Los sacos deberán estar desempolvados y no deberán tener residuos de muestras anteriores. La muestra representativa se tomará 90 cm debajo de la superficie del terreno, según el caso. Esto se justifica por las variaciones tan grandes de humedad en capas muy superficiales de terracería o la subrasante ya conformada. Luego se colocarán de preferencia en una caja de metal sellándose perfectamente la tapadera con cinta adhesiva. La cantidad de suelo para cada muestra es un parámetro importante pues si la cantidad de material es insuficiente puede resultar en grandes atrasos de tiempo pues tendrían que hacerse nuevas perforaciones. Se recomienda tomar muestras de 50 kilogramos cada una como mínimo, identificandó por medio de una etiqueta el proyecto, estación y material o tipo de capa a la que pertenece.

Los sondeos son otra parte importante de la exploración de suelos, los cuales se harán lo más próximo posible tratando de determinar límites de zonas diferentes de suelos, haciéndolos a una profundidad conveniente tratando de encontrar el manto rocoso, suelo artificial y altura de la turba vegetal. La separación aconsejable entre sondeos no deberá ser mayor de 100 metros, pero podrán espaciarse más o menos, según la uniformidad del suelo, así como el espesor, color, textura, consistencia, estructura de cada capa, tipo de material y las características topográficas.

Todo sondeo realizado debe ser perfectamente anotado. El registro se debe llevar en un libro de notas empastado, correspondiendo una hoja para cada sondeo, con la descripción del sitio, identificación del proyecto, localización de cada pozo de inspección, con indicación de kilometraje y distancia a la línea central.

Otro aspecto importante es que por medio del dato de la densidad "in situ" se podrá determinar el coeficiente de contracción, el cual se usa para cálculos de movimientos de tierras.

El buen éxito del programa de construcción de la carretera dependerá de la exactitud, de la experiencia y de la seriedad con que fueron obtenidas las muestras. Un mal muestreo podría sentar las bases para fracasar en la construcción de un proyecto. La selección de muestras deberá reunir condiciones de excelente observación y buen criterio de parte del laboratorista. Se exige que la muestra sea perfectamente representativa, por lo que no se debe mandar a un trabajador común a sacar las muestras para ensayos.

Las muestras deberán ser enviadas al laboratorio lo más pronto posible después de haber sido obtenidas, lo que garantizará mejores resultados en los ensayos de estos materiales.

El muestreo en carreteras, es más sencillo pues se deben tomar muestras de las distintas capas que conforman dicha carretera con el cuidado de que no se contaminen o mezclen unas con otras, llevando en distintas bolsas impermeables, la suficiente cantidad de muestra para poder efectuar los ensayos pertinentes.

Además se hace necesario tomar una pequeña cantidad de cada capa, llevándola de la forma adecuada para lograr establecer el porcentaje de humedad que contienen la muestras.

Las muestras para los proyectos objetivos de esta tesis fueron tomadas cada cien metros haciendo un perforación debajo de la carpeta de rodadura, removiendo dicha carpeta y tomando muestras de un metro por un metro y un espesor estimado de la base existente. Según la apreciación visual, textura y color fueron clasificadas para los análisis de laboratorio.

La base fundamental del diseño estructural del lecho de una carretera, es la selección de materiales adecuados que se puedan conseguir dentro de una distancia económica y susceptibles de una económica explotación.

Los bancos son formaciones o depósitos de materiales que frecuentemente se localizan en taludes de caminos, en playas o ríos cercanos a la carretera en construcción. Los aspectos más importantes para la explotación de un banco son su localización, calidad de material y volumen de depósito.

### III.2.1. ENSAYOS DE MUESTRAS EN LABORATORIO.

Los ensayos de suelos deben llevarse a cabo de acuerdo a la división siguiente.

1. Para la clasificación del tipo de suelo.
2. Para el control de la construcción.
3. Para determinar la resistencia del suelo.

#### III.2.1.1. ENSAYOS PARA LA CLASIFICACIÓN DEL SUELO.

Estos ensayos se usan para identificar suelos de modo que puedan ser descritos y clasificados adecuadamente. Dentro de estos ensayos, los principales son el análisis granulométrico y los límites de consistencia.

##### III.2.1.1.1. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

En la clasificación de los suelos para uso en ingeniería es universalmente acostumbrado utilizar algún tipo de análisis granulométrico, constituyendo este ensayo una parte importante de los criterios de aceptabilidad de suelos para carreteras.

El análisis granulométrico es un intento de determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de grano presente en una masa de suelos dada. Obviamente para obtener un resultado significativo, la muestra debe ser estadísticamente representativa de la masa de suelo. Como no es físicamente posible determinar el tamaño real de cada partícula independiente de suelo el ensayo se limita a determinar el grupo de los granos por el rango de tamaño que este grupo posea.

Para lograr lo anterior se debe obtener la cantidad de material que pasa a través de un tamiz con un tamaño de abertura dado, pero que es retenido en un siguiente tamiz cuya malla tiene aberturas ligeramente menores a la anterior, y se relaciona la cantidad retenida en cada tamiz con el total de la muestra inicial pasada a través de todos los tamices. Es evidente que el material retenido de esta forma consiste en partículas de muchos tamaños, todos los cuales son menores al tamaño de la malla de las cuales todo el material pasó, pero mayores que el tamaño del tamiz en el cual el suelo fue retenido.

Sin embargo el proceso de tamizado no provee suficiente información sobre la forma de los granos del suelo, por ejemplo si estos son angulares o redondeados. Este ensayo solamente da la información sobre los granos que pueden pasar o la orientación adecuada con la que pasan, sin embargo este procedimiento sigue siendo primordial para clasificar el suelo. La información obtenida del análisis granulométrico se presenta en forma de curva, para poder comparar el suelo y visualizar más fácilmente la distribución de los tamaños gruesos presentes como una masa total.



Los tamices son hechos de malla de alambre forjado, con aberturas rectangulares de van en tamaño desde 101.6 mm (4 plg) en la serie más gruesa, hasta el número 400 (0.038 mm) en la serie correspondiente a suelo fino.

Todo análisis granulométrico deberá ser hecho por vía húmeda según los descrito en AASHTO T-27.

Para suelos excesivamente finos se deberá usar el método del hidrómetro, pero este caso no es muy aplicado a carreteras, pues los materiales finos son materiales poco recomendados para bases y subbases de pavimentos. Solamente en el caso de que más del 12% de la muestra pase a través del tamiz # 200, es necesario el procedimiento de la granulometría por hidrómetro según AASHTO T-88.

#### III.2.1.1.2. LÍMITES DE CONSISTENCIA (límites de Átteberg).

El científico sueco A. Átteberg propuso ciertos límites para estudiar a los suelos. Los límites líquido y plástico son solamente dos de los cinco límites propuestos por él, pero son los que interesan en el estudio de la ingeniería.

El límite líquido es el contenido de agua o el porcentaje de humedad del suelo, tal que para un material dado, fija la división entre el estado casi líquido y el estado plástico.

El límite líquido en ocasiones puede utilizarse para estimar asentamientos en problemas de consolidación, ambos límites juntos son algunas veces útiles para predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

Para poder establecer valores definidos y reproducibles de estos límites, Átteberg propuso que el límite líquido se definiera arbitrariamente como el contenido de humedad al cual una masa de suelo húmeda colocada en un recipiente en forma de cápsula, separada en dos por la acción de una herramienta para hacer una ranura patrón, y dejada caer desde una altura de un centímetro, sufra después de dejarla caer 25 veces, una falla o cierre de la ranura en una longitud de 12.7 mm. Algunas variables afectan el resultado de la prueba del límite líquido o el número de golpes referidos para hacer cerrar la ranura patrón en la longitud especificada. Estos factores pueden ser, el tamaño de la masa de suelo contenido en la cápsula de bronce (en espesor y cantidad), la velocidad a la cual se dan los golpes (por condición se deberían hacer 120 golpes por minuto), tiempo de reposo del suelo en la cazuela antes de comenzar la cuenta de golpes y estado de limpieza de la cazuela antes de colocar la pasta de suelo para el ensayo, humedad del laboratorio y rapidez con la cual se hace el ensayo, tipo de material utilizado como base del aparato contra la cual se debe golpear la cazuela (usualmente caucho duro), ajuste o calibración de la altura de caída de la cazuela (1 cm exactamente), el tipo de herramienta para hacer la ranura y la condición del aparato del límite líquido.

El límite líquido es una medida de la resistencia al corte del suelo a un determinado contenido de humedad. Las investigaciones muestran que el límite líquido aumenta a medida de que el tamaño de los granos o partícula presente en el suelo disminuyen.

El procedimiento analítico para la determinación de este límite se basa en la norma AASHTO T-89 teniendo como obligatoriedad el hacerlo sobre muestra preparada en húmedo.

El Límite plástico es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. A este nivel de contenido de humedad el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso.

El límite plástico se ha definido arbitrariamente como el contenido de humedad del suelo al cual un cilindro se rompe o resquebraja, cuando se enrolla a un diámetro de 3 mm o aproximadamente 3 mm. Esta prueba es bastante subjetiva (dependiente del operador), comparada con el ensayo del límite líquido, pues la definición de resquebrajamiento del cilindro de suelo así como del diámetro de 3 mm están sujetas a la interpretación el operador.

En la práctica se encuentra que los valores del límite plástico pueden reproducirse sobre el mismo suelo, por parte de diferentes laboratoristas dentro de un rango del 1 al 3 por ciento.

El límite plástico es el contenido de agua que limita al estado plástico del estado semisólido de un suelo. El límite plástico se define como el contenido de agua (expresado en porcentaje del peso seco),

con el cual se agrieta un cilindro de material de 3 mm (1/8 de pulgada) de diámetro al rodarse con la palma de la mano sobre una superficie lisa.

La muestra para estos dos límites debe obtenerse solamente de suelo que pase la malla #4 y después de un proceso de lavado en húmedo por la malla #40. El proceso analítico para este ensayo se encuentra en AASHTO T-90.

El índice de plasticidad es el más importante y el más usado, y es simplemente a la diferencia numérica entre el límite plástico y el límite líquido.

### III.2.1.2. ENSAYOS PARA EL CONTROL DE LA CONSTRUCCIÓN.

La compactación de suelos en general es el método más barato de estabilización disponible. La estabilización de suelos consiste en el mejoramiento de las propiedades físicas del suelo para obtener una óptima estructura, resistencia al corte y relación de vacíos deseable.

Existen métodos de estabilización de suelos que utilizan materias químicas como cal, cenizas, cementos o compuestos de ácido fosfórico, pero estos métodos usualmente son más costosos y pueden utilizar métodos de compactación adicionales en la mezcla pues al incorporar el material químico en la masa del suelo se produce una gran perturbación de toda su estructura.

Los ensayos para el control de la construcción se usan para asegurar que los suelos se compactan adecuadamente durante la construcción.

#### III.2.1.2.1. DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.

El contenido de humedad es la relación entre el peso del agua contenida en la muestra y el peso de la muestra después de ser secada al horno, expresada en tanto por ciento. En otras palabras no es nada más que el porcentaje o cantidad de agua presente en el suelo. Éste es el ensayo más usado pues lo necesitan, el ensayo de compactación Proctor, el ensayo de valor soporte, los límites de consistencia, y las densidades de campo.

#### III.2.1.2.2. DENSIDAD MÁXIMA Y HUMEDAD ÓPTIMA (ensayo Proctor).

El ensayo de compactación Proctor consiste en tomar una cantidad de suelo, pasarlo por el tamiz 3/4 de plg, añadir agua y compactarlo en un molde cilíndrico de 944 cm<sup>3</sup> en tres capas con 25 golpes por capa con un martillo de compactación de 4.5 libras de peso con un caída libre de 12 pulgadas. Luego de compactada la muestra, ésta es removida del molde y desbaratada nuevamente para obtener pequeñas porciones de suelo que servirán para determinar el contenido de humedad en ese momento del suelo. Se añade más agua a la muestra, tendiendo a obtener una muestra más húmeda y homogénea y se procede a hacer nuevamente el proceso de compactación. Esta secuencia se repite sucesivamente para obtener datos que permitan obtener una curva de densidad seca contra contenido de humedad con un punto máximo y puntos alrededor de ese máximo para definir adecuadamente su localización. La ordenada de este diagrama es la densidad seca, siendo la ordenada máxima el valor del peso unitario seco máximo del suelo. La abcisa correspondiente a este punto será el contenido de humedad óptimo.

Como todo ensayo, debe procurarse hacerlo lo más reproducible posible, se debe evitar utilizar suelo previamente compactado pues se introducen grandes errores en materiales altamente degradables por la acción del martillo. En la actualidad el procedimiento original del Proctor se ha modificado utilizando un martillo de compactación de caída controlada de 18 plg, cuyo peso sea de 10 libras, aumentando el número de capas a cinco.

La compactación es el proceso, realizado generalmente por medios mecánicos, de efectuar presiones sobre el material para mejorar su densidad o acondicionar mejor su volumen disminuyendo sus vacíos.

Dentro de las grandes ventajas de compactar un suelo están las de obtener un contacto más firme entre las partículas, haciendo que las partículas de menor tamaño sean forzadas a ocupar los vacíos formados por las de mayor tamaño, logrando aumentar el valor soporte del suelo haciéndose éste más estable, la masa del suelo será más densa y su volumen de vacíos quedará reducida a un mínimo.

Por lo tanto la capacidad de absorción de humedad de un suelo, quedará grandemente reducida por el efecto de la compactación.

La cantidad de agua necesaria para obtener la densidad máxima, recibe el nombre de "humedad óptima". Si el agua es poca no existirá lubricación y no se podrá disminuir la fricción existente entre las partículas, en caso de que el agua esté en exceso las partículas podrán ser separadas por el agua reduciendo su peso unitario seco.

La máxima densidad seca que se puede alcanzar en un suelo, en los ensayos de laboratorio o en la obra por medio de la compactación, depende sobre todo del tipo de suelo y varía desde un valor de 65 lb/pie<sup>3</sup> en una arena pómez, a 95 lb/pie<sup>3</sup> para una arcilla altamente plástica. La humedad óptima varía desde un cuatro por ciento para los suelos de grano grueso, hasta un treinta y cinco por ciento en arcillas puras.

La curva de compactación se asemeja generalmente a una parábola. Cada suelo tendrá su propia curva de compactación, que es característica del material y distinta de los otros suelos.

El método para determinar la humedad óptima y densidad máxima es dinámico en el que la energía de compactación se aplica por medio de golpes de pisón (mazo o martillo). Otros métodos aplican energía en forma estática (por medio de presión en prensas hidráulicas). Estos métodos estáticos no se aplican en Guatemala.

Para carreteras en Guatemala es obligatorio el uso del ensayo Proctor modificado. El proceso analítico debe hacerse según lo descrito en la norma AASHTO T-180. Para un ensayo se necesitan 15 kilogramos de suelo que pasen el tamiz 3/4 de plg para suelos granulares o que pasen el tamiz #4 para suelos finos.

#### III.2.1.2.3. OBTENCIÓN DEL PORCENTAJE DE COMPACTACIÓN.

Una vez establecidos, para el suelo que se va a utilizar en un sitio determinado los criterios de compactación, generalmente con características determinadas por medio del ensayo Proctor en cuanto a humedad y densidad, es necesario algún método para verificar los resultados. Esta verificación se logra por el método del cono de arena.

En casi todos los proyectos pequeños y todos los proyectos grandes, esta verificación se logra bien por el método del cono de arena o por el método del balón de densidad. En pocos proyectos muy grandes, se ha utilizado y se sigue utilizando equipos nucleares recientemente desarrollados.

El método del cono de arena tiene como principio el obtener el peso de suelo húmedo de una pequeña excavación de forma algo irregular (un hueco) hecho sobre la superficie del suelo. Si es posible (y de hecho lo es) determinar el volumen de dicho suelo, la densidad húmeda del suelo se calcula simplemente como la división entre el peso del suelo del hueco y el volumen del hueco, al obtenerse el contenido de humedad del suelo se puede determinar el peso unitario seco del material compactado.

El método del cono de arena permite encontrar el volumen del hueco excavado. Sin embargo esto es a través de una forma indirecta. La arena utilizada (a menudo arena Ottawa) es generalmente material que pasa el tamiz #20 y es retenida en el tamiz #30. Generalmente es deseable tener una arena uniforme de un "solo tamaño" para evitar problemas de segregación.

El peso unitario seco es el que se determina en esta prueba y es comparado con el valor máximo obtenido en laboratorio de la prueba de Proctor para obtener el porcentaje de compactación. El fin es conocer y controlar la compactación en terraplenes y capas de base y subbase, también para determinar densidades "in situ" y porcentajes de contracción o hinchamiento de materiales. El procedimiento analítico se encuentra en la norma AASHTO T-191.

#### III.2.1.2.4. ENSAYO DE EQUIVALENTE DE ARENA.

Se hace con el fin de conocer el porcentaje relativo de finos-plásticos que contienen los suelos y los agregados pétreos.

Este ensayo se lleva a cabo principalmente, cuando se trata de materiales que se usarán como base, subbase, o ya sea como materiales de bancos de préstamo. Para un ensayo se necesitan 500 gramos de suelo que pase la malla #4. El procedimiento analítico se rige por la norma AASHTO T-176.

### III.2.1.3. ENSAYOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DEL SUELO.

Estos ensayos se usan para determinar la capacidad de carga de los suelos y con base a éstos determinar si son adecuados para usarlos en construcción.

Para evaluar un suelo se debe tomar en cuenta, su resistencia para ser deformado, su contenido de humedad, densidad y estructura; condiciones que son diferentes para cada suelo.

El valor soporte o capacidad soporte del suelo, es la propiedad de los suelos que les permite resistir la penetración o el escurrimiento lateral, cuando se les aplica una carga y depende de la habilidad que tenga el suelo a resistir un esfuerzo de corte.

Los ensayos más usuales son el ensayo de "California Bearing Ratio" el cual mide la capacidad soporte del suelo, y el ensayo de corte directo el cual mide la fricción interna del suelos (cohesión). Sin embargo este último ensayo no es aplicable a pavimentos sino a cimentaciones de estructuras tales como puentes.

#### III.2.1.3.1. ENSAYO DE VALOR SOPORTE DEL SUELO (CBR).

Este ensayo es conocido como CBR por sus siglas en idioma inglés, (California Bearing Ratio).

El ensayo de relación de soporte de California se desarrolló por parte de la división de carreteras de California en 1929, como una forma de clasificación de la capacidad de un suelo para ser utilizado como subrasante o material de base o subbase en construcción de carreteras.

El ensayo de CBR (la ASTM denomina el ensayo simplemente un ensayo de relación de soporte), mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas. El ensayo permite obtener un número de la relación de soporte, sin embargo por las condiciones de humedad y densidad es evidente que este número no es constante para un suelo dado sino que se aplica solo al estado en el cual se encontraba el suelo durante el ensayo.

El número CBR (o simplemente CBR) se obtiene como la relación de la carga unitaria (en libras por pulgada cuadrada), necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón (de un área de 19.4 cm<sup>2</sup>), entre la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad, con respecto a una carga patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra standard de material triturado. Lo anterior se resume en la siguiente ecuación.

$$\text{CBR} = \frac{\text{CARGA UNITARIA DEL ENSAYO}}{\text{CARGA UNITARIA PATRÓN}} \times 100 \text{ [\%]}$$

De esta ecuación se puede ver que el número CBR es un porcentaje de la carga unitaria patrón. En la práctica, el símbolo de porcentaje se obvia y la relación se presenta por el número entero, por ejemplo como 2, 45, 6 98.

El número CBR usualmente se basa en la relación de carga para una penetración de 0.10 plg. Sin embargo, si el valor de CBR a una penetración de 0.20 plg es mayor, el ensayo debería repetirse (ordinariamente). Si un segundo ensayo produce nuevamente un valor de CBR mayor en 0.2 plg de penetración dicho valor debe aceptarse como valor final del ensayo.

El CBR se expresa como un porcentaje del esfuerzo requerido para hacer penetrar un pistón en el suelo que se ensaya, en relación con el esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón hasta la misma profundidad de una muestra patrón de piedra triturada bien graduada.

Para determinar el CBR se tomó como material de comparación o patrón a la piedra triturada, a la que se le asignó un CBR de 100 por ciento.

El ensayo de CBR comprende además la determinación de las propiedades expansivas del material (porcentaje de hinchamiento).

Se debe hacer el CBR sobre muestras a diferentes grados de compactación a la humedad óptima, después se elabora un diagrama de CBR contra densidad (tal como el observado en el anexo 1) de donde se puede determinar el valor de CBR a la densidad deseada según la especificación de construcción que deba cumplir el material. Sin embargo el CBR también puede hacerse sobre una muestra compactada

al contenido de humedad óptimo para un suelo específico, utilizando un ensayo de compactación Proctor ya sea standard o modificado.

En laboratorio ordinariamente deberían de compactarse dos moldes de suelo, uno para penetración inmediata y otro para después de dejarlo saturar en agua por un período de 96 horas o más, bajo una carga aproximadamente igual al peso del pavimento que se utilizará en el campo pero en ningún caso menor de 4.5 kg. Es durante este período cuando se toman registros de expansión para instantes escogidos arbitrariamente. Al final del período de saturación se hace la penetración para obtener el valor de CBR para el suelo en condiciones de saturación completa.

El ensayo sobre la muestra saturada cumple con dos propósitos.

1. Dar información sobre la expansión esperada en el suelo bajo la estructura del pavimento cuando el suelo se satura.

2. Dar indicación de la pérdida de resistencia debida a la saturación en el campo.

El valor final de CBR se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos, principalmente con fines de utilización de bases y subrasante bajo pavimentos de carreteras o aeropistas.

Tabla III.1.

Número de CBR	Clasificación general	USOS
0 - 3	muy pobre	subrasante
3 - 7	pobre a regular	subrasante
7 - 20	regular	subbase
20 - 50	bueno	subbase, base
50 o más	excelente	base

Finalmente el CBR es el factor que determinará el diseño de espesores de capas de pavimento. Usualmente el valor de CBR se convierte a módulo de valor soporte del suelo (tal como lo hace el método de la AASHTO para diseño de pavimentos flexibles) antes de entrar a tablas de diseño de pavimentos.

El procedimiento para el CBR deberá realizarse como lo indica la norma AASHTO T-193. Para un ensayo se necesitan tres muestras de suelo de 5 kilogramos cada una que pasen por el tamiz 3/4 plg.

### III.2.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Para evaluar si un suelo es o no apto para formar parte constituyente de un pavimento, éste debió ser ensayado y con base a los resultados determinar usarlo o rechazarlo. Los parámetros a manejar para determinar lo anterior son con base a los procedimientos ya descritos y normas mínimas que el material debe cumplir. Estas normas han sido fijadas con base a un proceso de pruebas repetidas, cuyos resultados han demostrado que evalúan al material de una forma adecuada y garantizan que es apto o no para formar parte de un pavimento.

#### III.2.2.1. NORMAS PARA UNA MATERIAL DE SUBBASE.

El suelo para un material de subbase deberá tener un valor soporte CBR mínimo de 30 a 95 por ciento de compactación Proctor.

El tamaño máximo para el agregado será de 7 cm.

No más del 50% del material podrá pasar el tamiz #40.

No más del 25% del material podrá pasar el tamiz #200.

El límite plástico no podrá ser mayor de 6, pero en casos extremos se puede tolerar un valor de 8 como máximo.

El límite líquido no podrá ser mayor de 25. Ambos límites deberán ser determinados sobre una muestra preparada en húmedo.

El equivalente de arena no podrá ser menor de 25%.

El material debe estar libre de impurezas y materia orgánica.

### III.2.2.2. NORMAS PARA UN MATERIAL DE BASE GRANULAR.

El valor soporte CBR será como mínimo 70 a 95 por ciento de compactación determinada por el método Proctor.

El hinchamiento máximo será de 0.5 por ciento.

La abrasión (con material retenido en malla #4) no podrá tener un desgaste mayor del 50 por ciento en 500 revoluciones en la máquina de los Ángeles, según lo descrito en la norma AASHTO T-96.

El índice de plasticidad no podrá ser mayor de 6.

El límite líquido no podrá ser mayor de 25. Ambos límites deben ser determinados sobre una muestra preparada en húmedo.

El equivalente de arena no podrá ser menor de 30.

El porcentaje de partículas planas o alargadas no podrá ser mayor del 25 por ciento en peso (se toma como partícula alargada aquella que tiene un largo de por lo menos cinco veces su espesor promedio).

El material deberá cumplir con alguna de las granulometrías de la tabla III.2.

El porcentaje de material que pasa el tamiz #200 será menos de la mitad del porcentaje que pasa el tamiz #40.

Si en dado caso no cumple con la granulometría se puede adicionar material de relleno, como polvo de roca o un suelo arenoso, con pequeños porcentajes de limos y sin ningún contenido de arcilla.

Tabla III.2.  
Tipos de graduación para un  
material de base granular.

Tamiz	mm	Porcentaje por peso que pasa un tamiz de abertura cuadrado (según AASHTO T-27)					
		TIPO A		TIPO B		TIPO C	
		A-1	A-2	B-1	B-2	C-1	C-2
2 plg	50	100	100				
1 1/2 plg	37.5			100	100		
1 plg	25.0	70-90	60-85			100	100
3/4 plg	19.0			60-90			
#4	4.75	25-60	20-50	30-60	20-50	35-65	40-70
#40	0.425		15-30				
#200	0.075	3-15	3-10	5-15	3-10	5-15	3-15

Con base a los sondeos realizados en el proyecto "calzada salida a Jutiapa", se encontraron algunos estratos arcillosos de bajo valor soporte y alto contenido de finos, en los que se debe tener cuidado al momento de preparar la base, pues en algunos tramos ha desaparecido completamente la base, sustituyéndolos por material para relleno de los baches, a la vez que se han hecho trabajos de balasto. Estos trabajos se han hecho con materiales inadecuados con características arcillo-limosas.

Al momento de hacer la preparación de la base para este proyecto se puede usar el material de un banco localizado en la aldea El Porvenir. Este material tiene buenas características para material de base.

Los resultados obtenidos de los ensayos realizados sobre tres muestras representativas, se presentan en el anexo 1.

## CAPÍTULO IV ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

La planimetría y altimetría son bases fundamentales para todo proyecto vial. Su aplicación es determinante para obtener las libretas de campo y planos que reflejen las condiciones geométricas del lugar de ejecución de un proyecto.

IV.1. PLANIMETRÍA. Es el conjunto de trabajos realizados para obtener una representación gráfica del terreno sobre un plano horizontal, suponiendo que no existe la curvatura terrestre. Esta representación o proyección se denomina plano.

Para el trabajo planimétrico de una carretera, el método de levantamiento por poligonales abiertas por dobles deflexiones es el más usado. Una poligonal abierta es aquella que inicia en un punto y termina en otro distinto, razón por la cual se recomienda tener mucho cuidado en el levantamiento, pues no se puede chequear en gabinete o en el campo el error cometido, salvo cuando se conocen previamente el punto inicial y el punto final o haciendo un chequeo por medio de observaciones astronómicas. El método de dobles deflexiones es un método aceptable, que elimina posibles defectos que pueda tener el aparato de medición (teodolito), pero tiene la desventaja de ser muy laborioso y necesita mucho tiempo para su aplicación en el campo.

Como experiencia personal, se recomienda el uso del método de simples deflexiones, utilizando como método de orientación de estación a estación el de  $180^\circ$ . Así el aparato indicará directamente el valor de la deflexión, anotando si ésta es derecha o si ésta es izquierda. Como las poligonales abiertas tienen como característica no permitir el chequear el error angular ni el error unitario de cierre en distancia, se aconseja para estos polígonos hacer chequeos convirtiendo la poligonal abierta en poligonal cerrada, lo cual se logra cerrando polígonos cada cierto número de estaciones, con el objetivo de calcular el error angular de cada polígono cerrado y compararlos con los errores permisibles máximos, para luego proceder a compensar el polígono respectivo si está dentro de los límites de error.

Es recomendable que en todo levantamiento topográfico, los ángulos sean medidos en el sentido de las manecillas del reloj, lo que implica el tener que hacer el caminamiento en el mismo sentido, esto tiene el objetivo de obtener los azimuts del polígono directamente de la libreta de campo.

### IV.1.1. DETERMINACIÓN DE LA LÍNEA DE EJE PRINCIPAL.

Para un levantamiento topográfico de carreteras, el levantamiento debe ser considerado de primer orden lo cual hace necesario tener que contar con teodolitos con una aproximación de 10 segundos como lo adecuado.

El procedimiento de campo por el método de simples deflexiones con orientación de estación a estación de  $180^\circ$ , es el siguiente.

1. Centrar y nivelar el teodolito en la estación inicial. Est 0.
2. Ajustar el nonio horizontal del aparato en  $0^\circ 00'$ .
3. Con el movimiento general libre y el movimiento azimutal fijo orientar el aparato hacia el norte, (de preferencia al norte verdadero o en su defecto un norte magnético, un norte arbitrario no es recomendable).
4. Con el movimiento general fijo y movimiento azimutal libre, visar la estación siguiente, Est 1. Afinar con el micrométrico del azimutal y tomar la lectura del azimut o rumbo de la línea de Est 0 a Est 1.
5. Hacer la medida de la distancia horizontal entre estaciones. Se recomienda el uso del método trigonométrico como método indirecto para la medición de distancias, porque este método no requiere mucha experiencia en la toma de lecturas en el estadal por medio de los hilos estadimétricos del teodolito.
6. Con el movimiento azimutal fijo y el movimiento general libre, trasladar el aparato a la siguiente estación (no se recomienda el traslado del aparato con el movimiento azimutal libre pues puede afectar los nonios del aparato y descontrolar su horizontalidad).

7. Centrar y nivelar el aparato en la siguiente estación (Est1).
8. Con el movimiento azimutal ajustar en el nonio horizontal 180°00'.
9. Con el movimiento azimutal fijo y movimiento general libre, con anteojo directo visar estación anterior (Est 0), afinar con el micrométrico del general.
10. Fijar el movimiento general.
11. Con el movimiento azimutal libre se visa la estación siguiente Est2. Anotar el valor de la deflexión (ángulo registrado ahora en el nonio horizontal) indicando si esta deflexión es derecha o izquierda.
12. Hacer la medida de la distancia horizontal, según el paso 5.
13. Repetir el procedimiento desde el paso 6 para cada estación siguiente.
14. Si se hace este procedimiento en una poligonal cerrada, el aparato deberá colocarse nuevamente en la estación inicial (Est0) inclusive para el chequeo de error angular.

El error angular se calculará como la diferencia entre el azimut de salida y el azimut de llegada. Estos azimuts se calculan con las deflexiones de cada una de las líneas del polígono, sumando la deflexión si ésta es derecha y restando la deflexión si ésta es izquierda.

$$\text{Error de cierre} = \text{Sumatoria de deflexiones derechas} - \text{Sumatoria de deflexiones izquierdas} = 360^\circ$$

$$\text{Error tolerable} = a \times (n)^{1/2}$$

Donde, "a" es la aproximación del aparato y "n" es el número de estaciones del polígono.

El error de cierre angular siempre deberá calcularse en el campo y no en gabinete.

Como un prototipo de libreta de campo para este método se puede adoptar la siguiente.

ESTACIÓN	P.O.	D.H.	DEFL.Derecha	DEFL.Izquierda

Donde:

EST : estación.

P.O. : punto observado.

D.H. : distancia horizontal.

DEFL : deflexión.

**IV.2. ALTIMETRÍA.** Altimetría es el conjunto de trabajos realizados para obtener la diferencia de nivel entre puntos diferentes, cuyas distancias horizontales son conocidas. Por diferencia de nivel se entiende como una distancia medida verticalmente.

La nivelación puede ser simple o compuesta. La nivelación compuesta es aquella que entre cada punto de vuelta para la nivelación existen puntos intermedios a los que se les desea conocer sus cotas, presentándose esta situación cuando previamente se ha trazado una poligonal a la cual se le desea conocer su perfil. Este tipo de nivelación además permite conocer pendientes de la subrasante y poder así diseñarla. Nivelación simple es aquella que consta únicamente de puntos de vuelta y cuyo objetivo es determinar la diferencia de nivel y cotas del punto inicial y final.

El aparato usado para este procedimiento se llama nivel, el cual es un aparato que determina diferencias de nivel (distancias verticales) entre puntos, y consta únicamente con movimiento horizontal.

Para la referencia de cualquier nivelación será necesario conocer la altura de un punto que haya sido previamente nivelado o por medio de altímetros, pero lo más usual en Guatemala es tener bancos de marca (BM) colocados por la Dirección General de Caminos o en su lugar por el Instituto Geográfico Militar. De haber un BM cercano puede hacerse una nivelación simple para determinar la cota de referencia. La cota del BM servirá de referencia para la nivelación a realizar.



#### IV.2.1. DETERMINACIÓN DEL PERFIL DE LA LÍNEA DE EJE PRINCIPAL.

El procedimiento de campo para una nivelación compuesta es el siguiente.

1. El nivel se colocará inicialmente en un punto estratégico desde donde se pueda apreciar un banco de marca BM, así como el primer punto a nivelar y el mayor número posible de puntos intermedios, antes de cambiar de posición el nivel. El lugar donde es colocado el nivel no es necesario que quede registrado pues el nivel sólo hay que nivelarlo y no centrarlo.

Se recomienda hacer la nivelación a intervalos constantes de 10 metros, medidos totalmente horizontales. Sin embargo todo punto considerado como importante debe tomarse en cuenta para la nivelación, tales puntos pueden ser pozos de visita de alcantarillados, niveles de las bocas de tragantes para agua pluvial o niveles de piso de viviendas situadas a la par de proyectos de pavimentación, pero sin descuidar el estacionamiento pues estos valores tendrán mucha importancia en el trazo de la subrasante en el campo según se explica en la sección VI.3.

2. Una vez nivelado el aparato, otra persona se coloca con el estadal en el BM y se visa con el lente del nivel hacia ese punto, anotándose el valor de la lectura, (este valor se denominará vista atrás VA). Con este valor se calcula la altura del instrumento (HI) que será igual al valor de la cota del BM más el valor de la lectura de VA.

3. Se traslada el estadal al siguiente punto de la nivelación, debiendo el operador del nivel visar hacia ese punto anotando la lectura, a la cual se le denominará vista intermedia (VI).

Es importante que la distancia entre vistas intermedias sean bien medidas con cintas metálicas mantenidas en completa horizontalidad para evitar error, pues si la distancia entre un punto y otro es mal medida este error se acumulará en la medición de la siguiente distancia. Un error que debe evitarse es apoyar la cinta en el suelo, pues el suelo en muy raros casos es totalmente horizontal.

4. Los siguientes puntos intermedios, deberán ser visados con el aparato, teniendo colocado en cada uno de ellos el estadal, todas estas lecturas serán también vistas intermedias (VI).

5. Cuando ya no sea posible visar más puntos intermedios, es necesario cambiar de posición el nivel a un nuevo punto estratégico desde donde se puedan visar el mayor número de puntos intermedios, así como el punto de vuelta (PV). El punto de vuelta (PV) es un punto que se utiliza como pivote para poder cambiar de posición el nivel y de esta forma obtener una nueva altura de instrumento (HI). El PV puede ser cualquiera de los puntos de la nivelación (para mantener el orden debe ser el último punto visado pero puede ser cualquier otro punto).

6. Se coloca el estadal en el PV que servirá de pivote para el cambio de posición del nivel. Se visa hacia dicho punto y se toma la lectura del estadal en el PV. Se traslada el nivel al punto indicado en el párrafo anterior, debiendo en este punto nivelar el aparato. El estadal no deberá retirarse del PV.

7. Ya nivelado el aparato, se visa nuevamente hacia el PV, estando el estadal todavía en ese punto, se toma la lectura a la cual se le denominará vista atrás (VA). El valor de la nueva altura de instrumento será igual al valor de la cota del PV más la lectura de VA.

Para el resto de la nivelación repetir los pasos anteriores desde el número 5 cada vez que se cambie de posición al aparato.

Para el cálculo de cotas se usarán las siguientes fórmulas.

La cota del BM será determinado por un alfiler u otro BM.

$$HI = COTA\ BM + VALOR\ LECTURA\ VA$$

$$COTA\ VI = HI - VALOR\ LECTURA\ VI$$

$$COTA\ PV = HI - VALOR\ LECTURA\ PV$$

$$HI = COTA\ PV + VALOR\ LECTURA\ VA$$

Como un prototipo de libreta para alfilería se sugiere la siguiente.

PUNTO	VA	HI	VI	PV	COTA

Donde:

- PUNTO: Es la estación correspondiente del punto nivelado
- VA : Vista Atrás
- HI : Altura del instrumento
- VI : Vista Intermedia
- PV : Punto de Vuelta
- COTA : Cota calculada para ese punto.

Al momento de hacer el chequeo se debe tomar en cuenta que así como el primer punto a nivelar se toma en cuenta como una vista atrás, el último punto de la nivelación se tomará como un punto de vuelta.

El chequeo de la libreta de campo deberá cumplir lo siguiente.

El valor absoluto de la diferencia entre la sumatoria de los valores de vista atrás, menos la sumatoria de los valores de puntos de vuelta debe ser igual al valor absoluto de la diferencia entre el valor de cota final menos el valor de cota inicial.

$$\text{VALOR ABSOLUTO (Sumatoria de VA - Sumatoria de PV)} = \text{VALOR ABSOLUTO (COTA FINAL - COTA INICIAL)}$$

Para calcular el error de nivelación cometido, se hace el siguiente procedimiento. En nivelaciones de tramos muy largos, es necesario cerrar la nivelación cada cierto caminamiento, siendo lo recomendable hacerlo cada kilómetro, (así se permite replantear el trabajo si en dado caso el error cometido es superior al error tolerable), calculando la cota del punto inicial. La diferencia de las cotas obtenidas es el error cometido en la nivelación. El error cometido se compara con el error tolerable según los siguientes criterios.

1. Para una carretera, la nivelación será considerada de primer orden, y el límite de tolerancia del error de nivelación será de un centímetro por cada kilómetro nivelado.

$$2. \text{ Error tolerable} = 2.5 \times e_m \quad e_m = t \times k^{(1/2)}$$

Donde "em" es el error medio total, "k" es la longitud total del caminamiento en kilómetros y "t" es la tolerancia; t es igual a uno generalmente y varía según el orden de la nivelación.

Los límites de tolerancia "t", según el orden de la nivelación, serán:

- Error de primer orden, 1 cm por cada kilómetro recorrido.
- Error de segundo orden, 2 cm por cada kilómetro recorrido.
- Error de tercer orden, 3 cm por cada kilómetro recorrido.

$$3. \text{ Error tolerable} = 1.93 \times L^{(1/2)}$$

Donde L es la longitud del tramo en kilómetros.

Por la naturaleza de estos chequeos, se hace la recomendación de poner especial atención a la toma de lecturas en los punto de vuelta (PV) y las vista atrás (VA).

Será el criterio del ingeniero o encargado del levantamiento determinar el error tolerable según los párrafos anteriores e implementarlos a la práctica.

Por último es recomendable hacer tanto el levantamiento altimétrico como el planimétrico tomando las mismas referencias. Para lograr esto es necesario que en los lugares que sirvan para la colocación del teodolito se claven estacas o clavos y luego al momento de hacer la altimetría estos clavos sirvan para sectorizar este trabajo. El hacer esto tiene la ventaja de que la distancia horizontal medida con teodolito en la altimetría y la distancia horizontal medida con cinta en la altimetría deben ser iguales. Al trabajar con nivelaciones es muy posible cometer el error de no tomar todas las distancias entre puntos de vuelta a nivelar y de ser necesario volver a nivelar un tramo se hará empezando con las marcas dejadas con anterioridad.

## CAPÍTULO V DISEÑO DE LOSAS PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS

El diseño de losas de concreto para un pavimento rígido debe incluir en su cálculo el espesor que deben tener según las características del suelo, calidad del concreto, y el tránsito previsto. Así mismo incluyen detalles constructivos especiales para soportar el peso de las cargas móviles que actuarán sobre ellas, transmitir los momentos actuantes y a la vez proteger el suelo de fundación. Ninguno de los anteriores aspectos debe ser descuidado pues basta con la falta de algún detalle para reducir considerablemente la vida útil prevista del pavimento.

### V.1. CONOCIMIENTO SOBRE LOS COMPONENTES DEL CONCRETO

El concreto simple está formado por una mezcla fraguada de cemento, agua, agregado fino, agregado grueso (piedra triturada o grava), aire y con frecuencia otros aditivos. La mezcla en estado plástico se coloca y se compacta en las cimbras o formaleas, luego se procede a un proceso de curado para facilitar la aceleración de la reacción química de la hidratación de la mezcla agua-cemento, produciendo un concreto de aspecto duro.

Si todos los componentes son proporcionados en forma adecuada, el producto terminado resultará fuerte, durable y en combinación con varillas de refuerzo, es adaptable para usarse como parte de los miembros principales de cualquier sistema estructural.

El concreto se produce por la interacción mecánica y química de un gran número de materiales constituyentes. De estos materiales es vital saber las funciones de cada uno antes de concebir el concreto como un producto terminado, el diseñador o el ingeniero de materiales deberán desarrollar habilidades para la selección de los ingredientes adecuados, y así proporcionarlos para obtener un concreto eficiente y deseable, que satisfaga los requisitos de resistencia y condiciones de servicio.

#### V.1.1. CEMENTO PORTLAND.

Existen muchas variedades de cementos y diversas formas de clasificarlos. Una de las clasificaciones más simples se basa en la sustancia que provoca el fraguado y endurecimiento del cemento. Así, los cementos de silicato y aluminato, en los que los agentes de fraguado son silicatos y aluminatos de calcio, constituyen el grupo más importante de cementos modernos. A este grupo pertenecen los cementos portland, aluminico y el cemento natural.

Los cementos portland son los cementos hidráulicos más comunes, utilizados en la construcción del país. Este producto se obtiene mezclando proporciones muy exactas de materiales calcáreos y argiláceos. Luego, la mezcla se calcina en un horno rotatorio a una temperatura de aproximadamente 1500°C, con lo que se obtienen bolas nodulizadas duras, llamadas clinker o escoria. En seguida se muele el clinker junto con un retardador (generalmente roca de yeso) hasta convertirlo en un polvo finísimo, que se conoce como cemento portland.

Puesto que en la construcción es muy raro el caso del uso de cementos sin agregados, para el ingeniero o diseñador son mucho más importantes las propiedades del producto final (mortero o concreto) que las propiedades del cemento con que se elaboró éste. En gran medida, las propiedades de los concretos dependen de la cantidad y el tamaño de partículas de los agregados, la cantidad de agua con que se mezclan y el uso de aditivos. Sin embargo, la durabilidad también depende de la composición química del cemento usado, por lo que es importante tener en cuenta la composición química para sus posibles aplicaciones.

Según sus aplicaciones el cemento portland ha sido clasificado de acuerdo a su uso en cinco tipos.

El cemento tipo I, de uso general, se utiliza en casi todas las aplicaciones estructurales ordinarias. Las especificaciones químicas de este tipo de cemento se limitan a su contenido de magnesio y trióxido de azufre y a sus pérdidas por combustión, ya que este material está muy bien definido por sus características físicas. Este es el tipo más utilizado en el país.

El cemento tipo II es un material modificado que se usa en concreto con exposición moderada al ataque de sulfatos o en los que se necesita calor de hidratación moderadamente bajo.

Estas características se logran mediante ciertas limitaciones puestas al contenido de  $\text{Ca}_3\text{Si}$  y  $\text{Ca}_3\text{Al}$  del cemento. El tipo II adquiere su resistencia con un poco más de lentitud que el tipo I, aunque los resultados finales son idénticos.

El cemento tipo III adquiere una considerable resistencia en muy corto tiempo. En tan solo tres días, la resistencia del concreto elaborado con este tipo de cemento es prácticamente igual a la del concreto con 28 días de fraguado hecho con los cementos tipo I y II. Este fraguado más rápido se logra moliendo a un grano más fino los materiales (aunque no se especifica una finura mínima) e incrementando el contenido de  $\text{Ca}_3\text{Si}$  y  $\text{Ca}_3\text{Al}$  del cemento. Sin embargo, el tipo III genera una enorme cantidad de calor de fraguado y por consiguiente, no se debe usar en elementos masivos. Asimismo tiene muy baja resistencia a los sulfatos.

El cemento tipo IV es un material que genera muy poco calor y está diseñado para la construcción de elementos masivos de concreto. El cemento nominal tipo I, cuando se utiliza en grandes masas no puede perder grandes cantidades de calor por radiación, emite tanto calor durante la hidratación que la temperatura del concreto se eleva en unos  $15^\circ\text{C}$ . En el cemento tipo IV se limitan las cantidades de  $\text{Ca}_3\text{Si}$  y  $\text{Ca}_3\text{Al}$  que son los compuestos que generan la mayor cantidad de calor de hidratación. Puesto que dichos compuestos también producen una resistencia temprana del concreto, esa limitación se traduce en un concreto que adquiere su resistencia con relativa lentitud. Sin embargo esto tiene poca importancia para las grandes estructuras para las cuales se produjo este tipo de cemento.

El cemento portland tipo V es un material especial destinado a estructuras que requieren alta resistencia al ataque de sulfatos. Dicha resistencia se logra limitando el contenido de  $\text{Ca}_3\text{Al}$  del cemento. Este tipo es particularmente adecuado en estructuras sujetas al ataque de soluciones que contienen sulfatos como el agua de mar y ciertas aguas duras (aguas altas en componentes de carbonato). Es utilizado también en la fabricación de tuberías de concreto para alcantarillados.

Aparte de los cementos portland existen otros tipos, como los cementos portland de retención de aire y los cementos aluminicos caracterizados por su rápido endurecimiento y alta resistencia a los pocos días de fraguado, aunque de un precio elevado en relación con los cementos de tipo portland.

El cemento sin importar su tipo debe cumplir con la especificación "specification for portland cement" (ASTM C-150).

#### V.1.2. AGUA.

El agua se requiere en la producción del concreto a fin de precipitar la reacción química del cemento, para humedecer el agregado y lubricar la mezcla para una fácil manejabilidad.

Debido a que el gel resultante de la interacción agua-cemento es el resultado de la reacción química entre ambos elementos, no es la proporción relativa del agua a la mezcla por completo de los materiales secos lo que hay que tomar en cuenta, sino únicamente la proporción relativa del agua al cemento. El exceso de agua deja un esqueleto en forma de panal no uniforme en el producto terminado una vez que la hidratación del cemento ha tenido lugar, mientras que muy poca agua impide una reacción química completa del cemento. El producto en ambos casos es un concreto que es más débil e inferior a uno normal.

Se debe mantener un estricto control en la relación agua cemento y en el porcentaje de aire en la mezcla, ya que la relación agua cemento es la medida real de la resistencia del concreto, la cual deberá ser el criterio principal que gobierne el diseño de la mayoría de los concretos estructurales.

El agua no potable puede utilizarse en la fabricación del concreto, siempre y cuando los cubos de mortero hechos con dicha agua tengan una resistencia igual a los 7 y 28 días de por lo menos el 90 por ciento de la obtenida de especímenes semejantes hechos con agua potable.

El agua deberá ser analizada según la norma AASHTO T-26.

### V.1.3. AIRE INCLUIDO.

Con la evaporación gradual del agua de la mezcla se producen poros en el concreto endurecido. Esto puede mejorar las características del producto si está distribuido en forma uniforme. Es posible tener una distribución de poros muy uniforme mediante una introducción artificial de burbujas de aire finamente divididas y distribuidas de manera uniforme en todo el producto, (esto se logra adicionando agentes inclusores de aire). La inclusión de aire aumenta la manejabilidad, disminuye la densidad, incrementa la durabilidad, reduce el afloramiento de la pasta de cemento y la segregación del agregado y reduce el contenido de arena requerida en la mezcla. Por estas razones, el porcentaje de aire incluido deberá conservarse al valor óptimo requerido para la calidad de concreto deseada.

El contenido de aire óptimo es el 9 por ciento de la fracción del cemento en el concreto. La inclusión de aire en exceso del 5 al 6 por ciento de la mezcla total debilita la resistencia del concreto en forma proporcional.

### V.1.4. AGREGADOS.

Los agregados son las partes del concreto que constituyen lo grueso del producto terminado. Abarcan del 60 al 80 por ciento del volumen del concreto, y tienen que estar graduados de tal forma que la masa total del concreto actúe como una combinación relativamente sólida, homogénea y densa, con los tamaños más pequeños actuando como un relleno inerte de los vacíos entre las partículas más grandes.

Entre más agregado se tenga en la mezcla, resultará un concreto más económico, a condición de que la mezcla sea de una razonable manejabilidad para el trabajo que se utilice. Tanto el agregado grueso como el fino deben cumplir la especificación ASTM C-33.

#### V.1.4.1. AGREGADO GRUESO.

El agregado grueso se clasifica como tal si el tamaño más pequeño de partículas es mayor a 1/4 de pulgada (6 mm). Las propiedades del agregado grueso afectan la resistencia final del concreto endurecido, su resistencia a la disgregación, intemperismo y otros efectos destructivos.

El agregado grueso debe consistir en grava o piedra triturada, triturada parcialmente o sin triturar, procesada adecuadamente para formar un agregado clasificado. Se recomienda que el agregado grueso sea suministrado en dos tipos de graduación (2-1plg & 1plg-#4), debiendo almacenarlos por separado.

Los tipos comunes de agregado grueso son:

1. Piedra natural triturada. Se produce por trituración de piedra natural o roca de canteras. La roca puede ser de tipo volcánico, sedimentario o metamórfico. Aunque la roca triturada da resistencias elevadas en el concreto, es menos manuable en la mezcla y colocación que los otros tipos, y posee un mayor porcentaje de espacio vacío entre partículas.

2. Grava natural. Se produce por la acción del intemperismo del agua corriente en los fondos y riberas de ríos. Da menos resistencia que la roca triturada pero es más manuable.

3. Agregados pesados para protecciones nucleares. Con las demandas específicas de esta era atómica y los peligros de radiación nuclear debido al gran número de reactores atómicos, se tienen que producir concretos especiales para protección contra los rayos X, rayos gamma y neutrones. En tales concretos las consideraciones de economía y manejabilidad no son de primera importancia. Los tipos principales de agregado grueso pesado para estas protecciones nucleares son punzones de acero, magnetitas y limonitas.

El agregado grueso mineral para la manufactura de todo concreto debe estar limpio de impurezas orgánicas y deberá poder adherirse con el gel cemento. Debe cumplir con la norma AASHTO M-80, exceptuando el ensayo de congelamiento y deshielo alternados. En el ensayo con sulfato de sodio la pérdida de peso debe ser de 15 por ciento como máximo según AASHTO T-104. El desgaste por abrasión debe ser menor de 45 por ciento después de 500 revoluciones en el ensayo de abrasión según AASHTO T-96. El porcentaje de partículas alargadas o planas (longitud mayor de cinco veces el espesor promedio) no debe sobrepasar de 15 por ciento en peso.

#### V.1.4.2. AGREGADO FINO.

El agregado fino es un relleno más pequeño hecho de arena. Varía de tamaño desde el tamaño del tamiz #4 al tamiz #100 de la serie de tamices standard americanos. Un agregado fino deberá estar libre de impurezas orgánicas, arcilla o cualquier material dañino o excesivo de tamaños más pequeños que el tamiz #100.

El agregado fino puede consistir en arena natural o manufacturada, compuesta de partículas duras y durables. Deberá cumplir con la norma AASHTO M-86.

El módulo de finura para la arena nunca deberá ser menor de 2.3 y nunca mayor de 3.1, además de no variar en más de 0.20 al valor seleccionado para el diseño de la mezcla de concreto.

El módulo de finura se calcula según la siguiente ecuación.

$$\text{M.F.} = \frac{\text{[1 1/2" 3/4" 3/8" \#4 \#8 \#16 \#30 \#50 \#100]}}{100}$$

El manejo y almacenamiento de los agregados para el concreto debe hacerse en forma tal que se evite la segregación y la mezcla con materiales extraños. Los agregados finos y cada tamaño de los gruesos deben almacenarse en pilas, separados a suficiente distancia uno de otro, para evitar la mezcla del material de las orillas contiguas o su contaminación por materia extraña. Todo material deteriorado o contaminado no deberá ser utilizado en el concreto.

En la tabla V.1. se encuentra la graduación necesaria, según el tamaño nominal tanto del agregado fino como del grueso.

Tabla V.1.  
Requisitos de graduación para los  
agregados en concretos de peso normal.  
Según ASTM C-33.

Tamaño del tamiz standard estadounidense	por ciento que pasa				agregado fino
	no.4 a 2 in	no.4 a 1 1/2"	no 4 a 1"	no.4 a 3/4"	
2 plg	95-100	100	---	---	---
1 1/2 plg	---	95-100	100	---	---
1 plg	27-70	---	95-100	100	---
3/4 plg	---	35-70	---	90-100	---
1/2 plg	10-30	---	25-60	---	---
3/8 plg	---	10-30	---	20-55	100
no. 4	0-5	0-5	0-10	0-10	95-100
no. 8	0	0	0-5	0-5	80-100
no. 16	0	0	0	0	50-85
no. 30	0	0	0	0	25-60
no. 50	0	0	0	0	10-30
no. 100	0	0	0	0	2-10
no. 200	0	0	0	0	0-2

#### V.1.5. ADITIVOS.

Los aditivos son otros materiales que además del agua, agregado y cemento hidráulico se utilizan como ingredientes del concreto y se adicionan a la mezcla inmediatamente antes o durante el mezclado.

La función de los aditivos es la de modificar las propiedades del concreto para hacerlo más apropiado para el trabajo a mano, por economía, o para otros propósitos tal como lo es el ahorro de energía.

El uso de aditivos debe estar controlado muy estrechamente y de acuerdo con las instrucciones de uso que dé el fabricante. Debe demostrarse que el aditivo es capaz de mantener esencialmente, la misma composición y rendimiento del concreto de la mezcla básica.

Los tipos principales de aditivos son.

1. Aditivos acelerantes del fraguado. Estos aditivos se adicionan a la mezcla de concreto para reducir el tiempo de fraguado y acelerar el desarrollo de la resistencia del concreto a temprana edad. Los más conocidos son los cloruros de calcio. La dosis máxima es del 2 por ciento en relación al peso del cemento. Todo aditivo acelerante del fraguado debe cumplir con la norma AASHTO M 144 (6 ASTM D-98).

2. Aditivos inclusores de aire. Estos aditivos forman diminutas burbujas de 1 mm de diámetro o menores en el concreto o mortero durante el mezclado. Se utilizan para incrementar la manejabilidad de la mezcla durante la colocación y mejorar la resistencia al congelamiento del producto terminado.

Entre más fino sea el tamaño del agregado, mayor será el porcentaje de este tipo de aditivo a utilizar. Por lo tanto la cantidad depende de la forma y graduación del agregado que se utilice. Además puede esperarse que la inclusión de aire reduzca la resistencia del concreto manteniendo constante el contenido de cemento y la manejabilidad, sin embargo compensa la reducción parcial de la resistencia debido a la reducción resultante en la relación agua-cemento. Esta clase de aditivo debe cumplir con lo prescrito en AASHTO M 154 (ASTM C 260).

3. Aditivos reductores de agua y controladores del fraguado. Estos aditivos incrementan la resistencia del concreto, permiten también una reducción en el contenido de cemento en proporción a la reducción en el contenido de agua. El agua que contiene el aditivo viene a ser parte del agua que se mezcla en el concreto y se adiciona al peso total de agua en el diseño de la mezcla. Debe enfatizarse que la proporción del mortero al agregado grueso siempre será la misma. Cambios en el contenido de agua, contenido de aire, o contenido de cemento se compensan con las correspondientes variaciones en el contenido de agregado fino de manera que el volumen del mortero sea el mismo.

Los aditivos reductores de agua, retardadores de fraguado, acelerantes de fraguado y endurecimiento inicial, todos deben cumplir con la especificación AASHTO M-194 (o ASTM C 494).

## V.2. CONCRETO COMO LA SUMA DE TODOS SUS COMPONENTES.

Para obtener un concreto de la calidad deseada, los parámetros que deberán controlarse en el lugar de la construcción serán los siguientes.

1. Calidad de cemento.
2. Proporción del cemento en relación al agua en la mezcla.
3. Resistencia y limpieza del agregado.
4. Interacción o adhesión entre la pasta de cemento y el agregado.
5. Mezclado adecuado de los componentes.
6. Apropiada colocación, terminación y compactación del concreto fresco.
7. Curado a temperatura no menor de 10 grados centígrados mientras el concreto alcanza su resistencia.

### V.2.1. DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO.

La teoría de la relación agua-cemento establece que para una combinación dada de materiales (y mientras se obtenga una consistencia de trabajabilidad), la resistencia del concreto a cierta edad depende de la relación del peso del agua de la mezcla al peso del cemento. En otras palabras, si la relación de agua a cemento es fija, la resistencia del concreto a una determinada edad también es esencialmente fija, mientras la mezcla sea plástica y manejable y el agregado sólido, durable y libre de materiales dañinos.

Mientras que la resistencia depende de la relación agua-cemento, la economía depende del porcentaje de agregado presente el cual dará una mezcla manejable. El objetivo del diseño de la mezcla siempre será el de tener mezclas de concreto de resistencia óptima a un contenido de cemento mínimo y

aceptable manejabilidad. Entre más baja sea la relación agua-cemento, mayor será la resistencia del concreto.

Para el diseño de la mezcla del concreto, una vez que se ha establecido la relación agua-cemento y seleccionado la manejabilidad y consistencia que se necesite para el diseño específico, el resto será simple manejo de tablas basadas en grandes números de mezclas de prueba. Tales diagramas y tablas permiten un estimado de las proporciones de la mezcla requerida para varias condiciones así como una predeterminación de mezclas pequeñas no representativas.

El método para el diseño de la mezcla para este pavimento fue el método del ACI (American Concrete Institute), el objetivo fundamental del diseño de la mezcla es el de producir un concreto manejable que sea fácil de colocar en las cimbras.

El revenimiento es la medida del grado de consistencia y manejabilidad del concreto. En esta prueba, el espécimen de concreto plástico se forma dentro de un molde metálico cónico según lo normado en AASHTO T-119 (o ASTM C-143). El molde es levantado dejando al concreto revenirse, esto es derramarse o bajarse en altura. Esta disminución en altura es la medida del revenimiento o del grado de manejabilidad de la mezcla. El revenimiento y contenido de aire deberá estar dentro de los límites de  $\pm 0.75$  plg y  $\pm 0.5\%$  de los límites permisibles respectivamente.

Si no se cuentan con datos de mezclas hechas anteriormente para la misma resistencia, la resistencia a la cual la muestra de prueba se diseña no es la resistencia especificada para el proyecto. La mezcla deberá sobrediseñarse para asegurar que la estructura real tenga un concreto con una resistencia mínima a la compresión especificada. El grado de sobrediseño de la mezcla depende del nivel de control de calidad disponible en la planta de mezclado o en el lugar de fabricación de la mezcla.

El diseño de la mezcla debe por lo tanto basarse en un valor mayor ajustado el cual se denotará por  $f_{cr}$ .

En la realidad guatemalteca es muy difícil que fabricantes de concreto dispongan de pruebas de resistencia a la compresión para diferentes grados de resistencia. Con treinta ensayos de la resistencia a la compresión se determina una desviación standard y con este valor se incrementa el valor de  $f_c$ .

El caso de aplicación para estos proyectos no cuenta con registros de pruebas de cilindros para la clase especificada, por lo que la resistencia de la mezcla de prueba  $f_c$  puede calcularse incrementando la resistencia a la compresión del cilindro a un valor razonable  $f_{cr}$  dependiendo del grado de diferencia en los valores que se espera en el concreto manufacturado.

Al final del procedimiento con los datos de resistencia y tiempo de fraguado se construye una gráfica de la resistencia a la compresión, teniendo en el eje de las abscisas la resistencia a la compresión, y en el eje de las ordenadas el contenido de cemento o la relación agua-cemento, en donde se supone que se puede escoger la relación agua-cemento o el contenido de cemento que dé el valor promedio de  $f_{cr}$  requerido. Como se puede observar esto lleva consigo la necesidad de hacer mezclas de prueba. El procedimiento para el diseño, es el mostrado en el diagrama de la figura V.1. El concreto debe ser elaborado de acuerdo a las especificaciones AASHTO M-157-86.

## V.2.2. MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE LA MEZCLA.

Valor de  $f_c$  para este proyecto: 4000 psi.

El concreto de este pavimento no incluirá aire en la mezcla.

El valor de sobrediseño se estimará en  $f_c$  incrementada en 1200 psi (tabla V.2.). Valor  $f_{cr} = 5200$  psi.

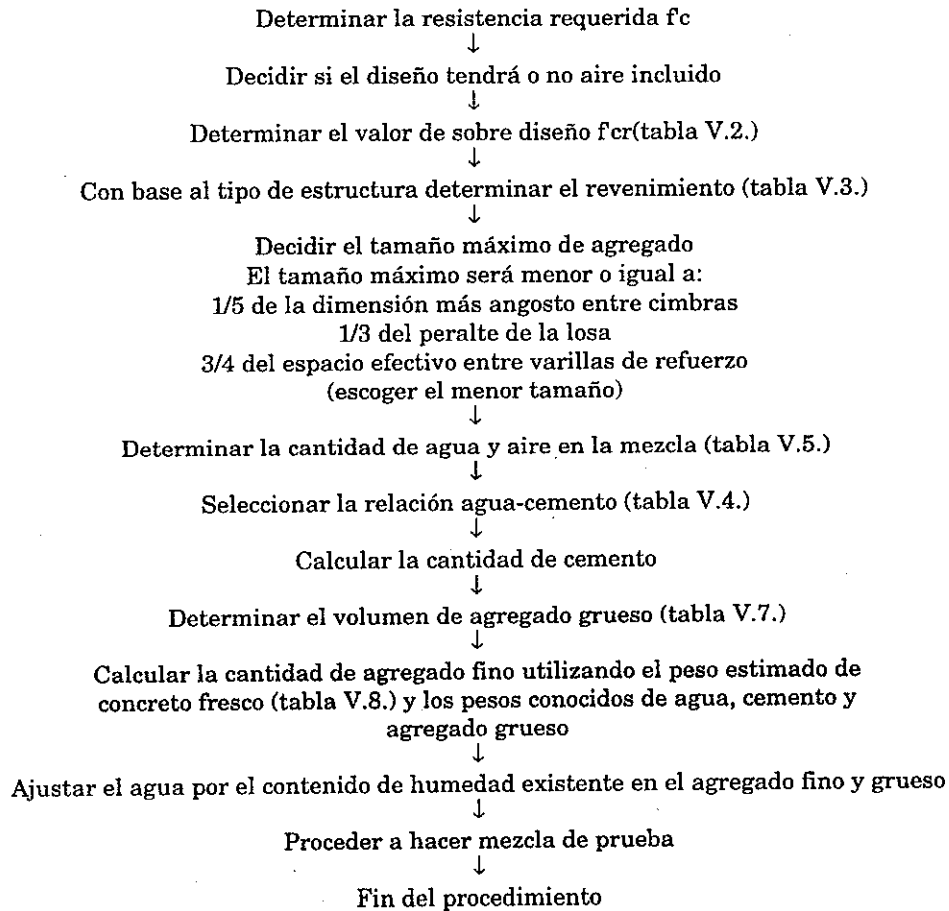
El revenimiento para pavimentos es de 3 plg como máximo. (tabla V.3.).

El tamaño máximo puede estimarse en 6 cm pero se usará un agregado grueso más pequeño, con un tamaño nominal de 1 plg.

Para un revenimiento de 3 plg y tamaño máximo de agregado de 1 plg la cantidad de agua por volumen de concreto es 325 lb/yd<sup>3</sup> (tabla V.5.).



Figura V.1.  
Diagrama de flujo para el diseño de una mezcla de concreto.



La relación agua-cemento para una resistencia de 5200 psi es 0.48 (según la tabla V.4.).\*

$$\begin{aligned} \text{Contenido de cemento} &= \text{cantidad de agua} / \text{relación agua-cemento} \\ &= (325 \text{ lb/yd}^3) / 0.48 \\ &= 667.08 \text{ lb/yd}^3 \end{aligned}$$

El módulo de finura de la arena se estima en 2.6.\*\*

Para un agregado grueso de 1 plg y un módulo de finura de 2.6, el volumen de agregado grueso por yarda cúbica de concreto es de 0.69 yd<sup>3</sup> (tabla V.7.).

El peso seco compactado del agregado grueso se determina en 100 lb/pie<sup>3</sup> (2700 lb/yd<sup>3</sup>).\*\*\*

$$\begin{aligned} \text{Peso del agregado grueso} &= 0.69 \text{ yd}^3 \times 2700 \text{ lb/yd}^3 \\ &= 1863 \text{ lb de agregado grueso por yarda cúbica de concreto.} \end{aligned}$$

El peso estimado del concreto fresco para una tamaño máximo de agregado de 1 plg es de 3900 lb/yd<sup>3</sup>. (según la tabla V.8.).

\* Esta razón se eligió para mantener la economía y trabajabilidad del concreto. La relación que correspondería en la tabla V.6. indica que deben hacerse mezclas de prueba por lo que se usó un valor de sobrediseño de 5000 psi según la tabla V.4.

\*\* Según lo descrito en la sección V.1.4.2.

\*\*\* Peso unitario seco estimado del agregado grueso.

$$\begin{aligned} \text{Peso de la arena} &= \text{Peso de concreto fresco} - \text{peso (agua+cemento+agregado grueso)} \\ &= 3900 - (325+677.08+1863) \\ &= 1034.92 \text{ lb/yd}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso neto del agregado fino incrementado por su porcentaje de absorción de humedad} \\ &= 1.02 \times 1034.92 \\ &= 1055.62 \text{ lb/yd}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso neto del agregado grueso incrementado por su porcentaje de absorción de humedad} \\ &= 1.03 \times 1863 \\ &= 1918.89 \text{ lb/yd}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso neto de agua para la mezcla.} \\ &= 325 - 0.02 * 1055.62 - 0.03 \times 1918.89 \\ &= 246.32 \text{ lb/yd}^3 \end{aligned}$$

Proporciones finales para una yarda cúbica de concreto.

$$\begin{aligned} \text{Cemento} &= 677.08 \text{ lb/yd}^3 \\ \text{Arena} &= 1055.62 \text{ lb/yd}^3 \\ \text{Agregado grueso} &= 1918.80 \text{ lb/yd}^3 \\ \text{Agua} &= 246.73 \text{ lb/yd}^3 \end{aligned}$$

Proporcionamiento relativo para cualquier masada.

$$677.08 : 1055.62 : 1918.89 : 246.32$$

$$1 : 1.56 : 2.83 : 0.36$$

NOTA. Para concretos mayores de 4500 psi el ACI recomienda hacer mezclas de prueba de no contar con registros previos, para este diseño se recomienda esta proporción, probar sobre cilindros de prueba y reevaluar este proporcionamiento.

Referente al proporcionamiento relativo final se recomienda que si en obra se usan concretoras o mezcladoras de un saco de cemento de capacidad de mezclado se use una proporción 1:2:3:0.40, y tener un control estricto de fabricación del concreto según lo descrito en la sección VII.4. Si se usan mezcladoras de mayor capacidad entonces resulta no más práctico pero sí más técnico la utilización del proporcionamiento propuesto según el cálculo.

Tabla V.2.  
Resistencia promedio a la compresión requerida cuando no se dispone de información para establecer una desviación standard.

Resistencia a la compresión especificada $f_c$ [psi]	Resistencia promedio a la compresión requerida $f_{cr}$ [psi]
Menor de 3 000	$f_c + 1\ 000$
3 000 - 5 000	$f_c + 1\ 200$
mayor de 5 000	$f_c + 1\ 400$

Tabla V.3.  
Revenimientos recomendados para varios tipos  
de construcción.

Tipos de construcción	Revenimiento [plg]	
	máximo *	mínimo.
Muros de cimentación y zapatas	3	1
Zapatas simples, compuertas y muros de subestructura	3	1
Vigas y muros reforzados	4	1
Columnas de edificio	4	1
Pavimentos y losas	3	1
Concreto macizo	2	1

\* Este revenimiento puede incrementarse una pulgada para otros métodos de consolidación diferentes a vibración.

Tabla V.4.  
Relación entre la resistencia a la  
compresión del concreto y la  
relación agua cemento.

Resistencia a la compresión a los 28 días * [psi]	Relación agua cemento, por peso.	
	concreto sin aire incluido	concreto con aire incluido
6000	0.41	---
5000	0.48	0.40
4000	0.57	0.48
3000	0.68	0.59
2000	0.82	0.74

\* Los valores son resistencias promedio estimadas para concreto que contienen porcentajes de aire menores que las mostradas en la tabla de contenido de agua y aire según el revenimiento y tamaño de agregado. Para una relación constante de agua-cemento, la resistencia del concreto se reduce conforme se aumenta el contenido de aire.

La prueba de resistencia se basa en cilindros de 6 plg \* 12 plg, curados a 28 días a 73.4 +/- 3 °F (23 +/- 1.7°C) según la sección 9(b) del ASTM C-31, "fabricación y curado en campo de los especímenes de concreto para las pruebas de compresión y flexión". La resistencia que se produce para una relación dada de agua-cemento aumentará conforme el tamaño de agregado disminuya.

Tabla V.5.  
Requisitos aproximados de agua y contenido de aire  
en la mezcla para diferentes revenimientos y tamaños máximos  
nominales de los agregados.

Agua [lb/yd<sup>3</sup> de concreto para los tamaños máximos nominales de los agregados indicados].

Revenimiento [plg]	3/8*	1/2*	3/4*	1*	1 1/2*	2*	3	6
<b>CONCRETO SIN AIRE INCLUIDO</b>								
de 1 a 2	350	335	315	300	275	260	220	190
de 3 a 4	385	365	340	325	300	285	245	210
de 6 a 7	410	385	360	340	315	300	270	---
cantidad aproximada de aire atrapado en el concreto sin aire incluido [%]	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
<b>CONCRETO CON AIRE INCLUIDO</b>								
de 1 a 2	305	295	280	270	250	240	205	180
de 3 a 4	340	325	305	295	275	265	225	200
de 6 a 7	365	345	325	310	290	280	260	---
contenido de aire total promedio recomendado [%] **								
exposición ligera	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0
exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
exposición extrema	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0

\* Estas cantidades de agua en la mezcla se utilizan en el cálculo de los factores del cemento para mezclas de prueba. Son contenidos máximos para agregados grueso angulares razonablemente bien formados y graduado dentro de los límites de las especificaciones aceptadas.

\*\* Los requisitos indicados en otros documentos pueden no siempre concordar completamente, así que en el proporcionamiento del concreto deberá hacerse una consideración de selección del contenido de aire de tal manera que reúna las necesidades del trabajo así como las especificaciones que se apliquen.

Tabla V.6.  
Relaciones agua-cemento máximas permisibles  
para el concreto cuando no se dispone de  
información de campo sobre la resistencia de mezclas de prueba.

Resistencia a la compresión especificada [psi]	Relación absoluta agua-cemento por peso.	
	concreto sin aire incluido	concreto con aire incluido.
2500	0.67	0.54
3000	0.58	0.46
3500	0.51	0.40
4000	0.44	0.35
4500	0.38	*
5000	*	*

\* Las proporciones de la mezcla para concreto sin aire incluido con resistencias mayores de 4500 PSI y concretos con aire incluido mayores de 4000 PSI se deben establecer utilizando mezclas de prueba.

Tabla V.7.  
Volumen del agregado grueso por unidad  
de volumen del concreto.

Tamaño máximo del agregado [plg]	volumen del agregado grueso seco compactado* por unidad de volumen del concreto para diferentes módulos de finura de la arena.			
	2.40	2.60	2.80	3.00
3/8	0.50	0.48	0.46	0.44
1/2	0.59	0.57	0.55	0.53
3/4	0.66	0.64	0.62	0.60
1	0.71	0.69	0.67	0.65
1 1/2	0.75	0.73	0.71	0.69
2	0.78	0.76	0.74	0.72
3	0.82	0.80	0.78	0.76
6	0.87	0.85	0.83	0.81

\* Los volúmenes se basan en agregado secos compactados como se describe en el ASTM C-29, "Peso unitario del concreto". Estos volúmenes se seleccionarán de relaciones empíricas para producir un concreto con un grado de manejabilidad aceptable para las construcciones reforzadas comunes. Para concretos menos manejables, tales como los que se requieren en la construcción de pavimentos de concreto, pueden aumentarse alrededor de un 10%. Para concretos más manejables, puede disminuirse el contenido del agregado grueso hasta un 10% a condición de que se satisfagan los requisitos de revenimiento y de relación agua-cemento.

Tabla V.8.  
Primer estimado del peso del concreto fresco.

Tamaño máximo del agregado [plg]	Primer estimado del peso del concreto* [lb/Yd <sup>3</sup> ]	
	Concreto con aire incluido	Concreto sin aire incluido
3/8	3840	3690
1/2	3890	3760
3/4	3960	3840
1	4010	3900
1 1/2	4070	3960
2	4120	4000
3	4160	4040
6	4230	4120

\* Los valores calculados y presentados son para concretos de mediana riqueza (550 libras de cemento por yarda cúbica) y mediano revenimiento con una gravedad específica del agregado de 2.7. Los requisitos de agua se basan en los valores para revenimiento desde 3 hasta 4 pulgadas indicadas en la tabla 5.3.2. del ASTM C-143. Si se desea y se dispone de información necesaria, el peso estimado puede mejorarse de acuerdo a lo siguiente. por cada 10 libras de diferencia en el agua de la mezcla de la tabla 5.3.2. del ASTM y los valores de revenimiento desde 3 hasta 4 pulgadas, corrija el peso por yarda cúbica 15 libras en la dirección opuesta, por cada 100 libras de diferencia en el contenido de cemento de 550 libras, corrija el peso por yarda cúbica 15 libras en la misma dirección, por cada 0.1 de variación respecto a 2.7 de la gravedad específica del agregado, corrija el peso del concreto 100 libras en la misma dirección.

$$\text{peso del concreto fresco por yarda cúbica, [lb]} = 16.85 G_a (100-A) + C (1 - G_c/G_a) - W (G_c - 1)$$

donde  $G_a$  = gravedad específica promedio ponderada del agregado grueso y fino combinados.

$G_c$  = gravedad específica del cemento (por lo general 3.15).

A = contenido de aire en porcentaje.

W = requisitos de agua en la mezcla, libras por yarda cúbica.

C = requisito de la cantidad de cemento, libras por yarda cúbica.

**NOTA:** Estas tablas están en sus versiones originales del ACI, por comodidad puede hacerse la conversión de esas tablas al sistema internacional de unidades y así lograr peso de kilogramos por metro cúbico de concreto, pero como al final lo que interesa son solamente relaciones y no valores absolutos esto no tiene ningún objetivo práctico.

### V.3. DIMENSIONAMIENTO DEL ESPESOR DE LOSAS PARA UN PAVIMENTO RÍGIDO.

Al momento de tener el análisis del suelo y el diseño de la mezcla de concreto, se puede proceder al dimensionamiento del espesor del pavimento.

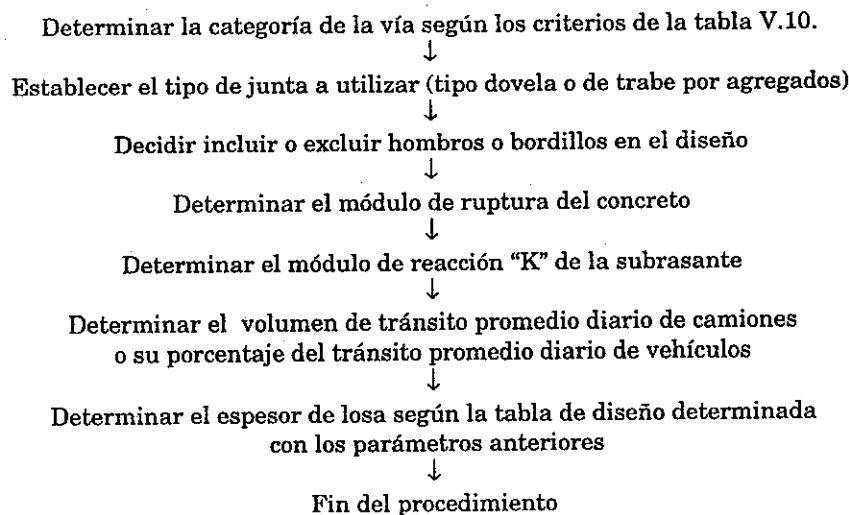
La Portland Cement Association (PCA) ha elaborado dos métodos para el cálculo del espesor de pavimentos rígidos, el método de capacidad y el método simplificado. El método de capacidad es el procedimiento de diseño aplicado cuando hay posibilidades de obtener datos de distribución carga-eje del tránsito. El método simplificado de diseño, es aplicado cuando no es posible obtener datos de carga por eje, usando tablas basadas en distribución compuesta de tráfico clasificado en diferentes categorías de carreteras y tipos de calles. Las tablas de diseño están calculadas para una vida útil proyectada del pavimento de veinte años y se basan solamente en el tránsito estimado en la vía.

El método simplificado de diseño sugiere un diseño basado en experiencias generales de comportamiento del pavimento, hechos a escala natural, sujetos a ensayos controlados de tráfico, la acción de juntas y hombros de concreto. Este método asume que el peso y tráfico de camiones en ambos carriles varía de 1 a 1.3 según sea el uso de la carretera, para prevenir sobrecargas de los camiones.

El procedimiento de cálculo del espesor de las losas de concreto, por el método simplificado de la PCA es el siguiente.

Figura V.2.

#### Diagrama de flujo para el diseño de espesores de losas de concreto para pavimentos.



El método simplificado, incluye en el análisis solamente al tráfico promedio diario de camiones (TPDC), el cual incluye solo camiones de seis llantas y unidades simples de tres ejes, excluyendo pick-ups, páneces y otros tipos livianos. Sólo se utiliza el número de ejes simples o tandem esperado para la vida útil del proyecto.

Los datos que toma en cuenta el procedimiento, se estiman según la siguiente descripción.

-Tránsito. El factor más importante en el diseño de espesores de pavimento es el número y peso de las cargas por eje. Este es derivado de las estimaciones de TPD y de TPDC en ambas direcciones.

En este punto se tendría que recurrir al análisis del tránsito promedio diario anual tanto al final como al inicio del periodo de diseño. Sin embargo este análisis solamente es posible si se tienen datos sobre el volumen y categoría de tránsito clasificado para la vía.

La Dirección General de Caminos, por medio de su Departamento de Estadística es la encargada de hacer los recuentos de tránsito clasificado en las carreteras de todo el país. Sin embargo las estaciones de conteo se ubican en carreteras de interés nacional.

La información sobre el tránsito de vehículos es recabada por medio de hojas para recuentos de tránsito clasificado (una de estas hojas para recuentos se muestra en el anexo 2). Estos recuentos deben ser hechos en forma periódica durante ciertos días y meses del año, durante años consecutivos para determinar el crecimiento del número de vehículos. Al hacerse estos recuentos se obtienen datos confiables para el diseño de proyectos viales. Esto lleva a la conclusión que así como son importantes los censos de población y de vivienda para la implementación de servicios a la población, lo son los censos de paso de vehículos para el diseño de carreteras.

-Tipo de juntas. Según la forma en que se han diseñado las juntas, éstas podrán transmitir la carga del tráfico de una losa hacia la siguiente. Las tablas de diseño de la PCA incluyen dos tipos de junta, del tipo dovela y del tipo de trabe por agregado. La junta tipo dovela es aquella que fue diseñada para la transmisión de carga de una losa hacia la siguiente, mientras que la del tipo de trabe por agregados son hechas solamente para garantizar la continuidad del pavimento.

La junta tipo dovela se logra haciendo un detalle macho-hembra en el concreto en el sentido longitudinal. Este detalle requiere más trabajo, pero garantiza una disminución en el espesor de la losa.

La junta de trabe por agregados se construye insertando una barra de acero para hacer la interconexión entre dos losas separadas. Este tipo de junta es más sencillo en su construcción pero requiere de espesores más altos de la losa de concreto.

-Hombros. El uso de hombros de concreto es recomendable por el hecho de ser útil en reparación o prevención de accidentes en la carretera, además de reducir el espesor de la losa en algunos casos en una pulgada o más. La función del hombro es servir como viga lateral para aumentar la resistencia del concreto a esfuerzos de flexión, disminuyendo grandemente el efecto de la tensión en el concreto.

-Módulo de ruptura del concreto. Debido al paso de vehículos por encima de las losas de concreto, en éstas se producen esfuerzos de flexión y compresión. Los esfuerzos de compresión son tan mínimos que no influyen en el grosor de la losa. En cambio los promedios de esfuerzos de flexión y de las fuerzas de flexión son mucho mayores y por eso son usados estos valores para el diseño de espesores de los pavimentos rígidos. La fuerza de flexión está determinada por el módulo de ruptura del concreto (MR), el cual está definido como el esfuerzo máximo de tensión en la fibra extrema de una viga de concreto. La resistencia a la tensión del concreto es relativamente baja. Una buena aproximación para la resistencia a la tensión será dentro de un diez a un veinte por ciento de su resistencia a la compresión. Es más difícil medir la resistencia a la tensión que la resistencia a la compresión debido a los problemas de agarre de las máquinas de prueba.

El módulo de ruptura se mide llevando a la falla vigas de concreto simple de 6 plg<sup>2</sup> (3x2 plg), con un claro de 18 plg y cargadas en sus dos tercios del claro. El proceso para determinar el módulo de ruptura, será llevado a cabo según norma ASTM C-78

La prueba del módulo de ruptura es comúnmente hecha en períodos de 7, 14, 28, y 90 días. Los resultados de las pruebas a los 7 y 14 días son usados como parámetro de comparación de los requerimientos de especificación para el control del trabajo y para determinar cuándo el pavimento puede ser abierto al tráfico. Los resultados de las pruebas de 28 días son usados para el diseño de espesores de carreteras, y el resultado de la prueba de 90 días sirve para el diseño de supercarreteras y aeropistas.

-Módulo de reacción K de la subrasante. El módulo de reacción de la subrasante es la propiedad de apoyo que ofrece la subrasante al tráfico y se define como la pendiente de la gráfica carga - deformación obtenida en el campo por el ensayo del disco (norma ASTM D-1196), cuyo resultado estará en kg/cm<sup>3</sup>. Las tablas V.11. y V.12. fueron determinadas por la PCA siguiendo las normas ASTM. Dichas tablas fueron obtenidas para bases no tratadas y para bases de suelo cemento, para diferentes espesores de base. Generalmente obtener el módulo de reacción de la subrasante es difícil por no decir imposible, primero por la carencia del equipo necesario para la prueba, el cual es muy especial y costoso,

y en segundo porque la subrasante no ha sido construida todavía, y esto hace imposible colocar el aparato de prueba.

Dado las limitaciones del ensayo, el valor K es usualmente estimado por correlación de una prueba más simple como la clasificación del tipo de suelo según el sistema SCU (Sistema Unificado de Clasificación de suelos, bajo el punto de vista de la ingeniería), según el sistema PRA (Public Road Administration) o en función de su número CBR. De cualquier forma de las anteriores se obtienen valores muy estimativos, siendo más aproximado el último.

Lo anterior es válido, ya que no se requiere un valor exacto de K y no se afecta apreciablemente los requerimientos de espesor.

Si se emplea la clasificación SCU, PRA o el número CBR, debe emplearse el diagrama mostrado en el Anexo 5, para determinar el módulo de reacción de la subrasante, y con ese valor del módulo de reacción, determinar el carácter del soporte subrasante-subbase según la tabla V.10.

-Tránsito promedio diario (TPD). Este valor es determinado por conteos periódicos del tránsito. Del total de vehículos que pasan por la vía (TPD) se determina el tránsito de camiones (TPDC), el cual será el parámetro a manejar en las tablas de diseño. El tránsito servirá para dos propósitos principales, catalogar la vía (según la tabla V.9) y localizar el número de vehículos tipo pesado en las tablas de diseño.

Una vez determinados todos los anteriores parámetros, el paso final será situarlos en las tablas de diseño para determinar el espesor de diseño (tabla V.14. a la V.20.).

Como ejemplo de diseño se explica la determinación del espesor, para los dos proyectos "calzada salida a Jutiapa" y "calzada salida a Jalapa".

-Tránsito. El municipio objeto de esta tesis tiene cinco vías de acceso como se describió en la sección I.6.1., esto trae consigo la necesidad de tener que contar con recuentos propios del municipio para cada una de las vías de acceso, lo cual es difícil de implementar en la práctica.

En muchos proyectos en los que el proyectista puede verse involucrado, es muchas veces imposible la existencia de datos sobre el tránsito y no es costeable hacer un estudio cuidadoso del mismo.

Tomando en cuenta lo anterior, aunado con lo discutido en la sección II.1. justifica el diseño de los proyectos objeto de esta tesis en pavimento rígido, pues los datos de paso de vehículos no son tan determinantes como lo son en el diseño en asfalto.

Como en la actualidad, no se cuenta con datos de tráfico vehicular para estos proyectos, se hizo un recuento sobreestimado según la lógica para tener un dato aproximado para el diseño de este pavimento por medio del método simplificado propuesto por la PCA para pavimentos rígidos.

Del recuento sobrestimado de vehículos, se determina el tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones. En el método propuesto por la PCA no es tan determinante el número de vehículos que circulan por la vía sino el porcentaje de vehículos pesados. Con el dato estimado de paso de vehículos y su porcentaje de camiones se clasifica la vía según la tabla V.9.

Tanto la vía "calzada salida a Jutiapa" como "calzada salida a Jalapa", fueron catalogadas en la categoría 3, definida como calles arteriales y carreteras primarias.

-Tipo de junta. La junta seleccionada es del tipo dovela, tipo macho-hembra, por las ventajas que este proceso atrae.

-Hombros. El diseño contempla la integración de hombros del tipo bordillo para disminuir aún más el espesor de las losas.

-El módulo de ruptura del concreto se estimó como el quince por ciento de la resistencia estimada del concreto ante un esfuerzo de compresión,  $f_c$ , por lo que el valor aproximado se toma  $0.15 \times 4000 \text{ psi} = 600 \text{ psi}$ .

-Módulo de reacción de la subrasante. Conservadoramente se determina estimando un CBR de la subrasante de 10. En el diagrama V.1. tomando el número CBR igual a 10, se localiza el valor del módulo de reacción de la subrasante. Para este ejemplo el valor encontrado es  $200 \text{ lb/plg}^3$ . El dato anterior, se localiza en el rango de valores en la tabla V.10. la cual determina a este soporte como



ALTO, catalogando al tipo de suelo como arenoso, o mezcla de arena y grava relativamente libre de finos.

-Tránsito promedio diario de camiones. Con un tránsito promedio diario estimado de 4000 vehículos y un tránsito promedio diario de camiones del 20 por ciento (800 camiones como tránsito pesado). Para el diseño de un carril el número de vehículos se reduce a la mitad (400 camiones como tránsito pesado).

Para una categoría de vía 3 y juntas doveladas, la tabla de diseño a utilizar es la V.16. Se busca en el lado derecho por incluir bordillo el diseño de la losa. El soporte subrasante-subbase tiene un carácter ALTO, al buscar en el sector correspondiente a un módulo de ruptura de 600 psi, y el valor que contenga al tránsito promedio diario de camiones de 400, el espesor que dicta la tabla corresponde a 7.5 pulgadas, (aproximadamente 19 centímetros), por lo que, por factor de seguridad y exactitud en la construcción se dejan veinte centímetros como espesor de losa.

Como criterio en el diseño, por haber sido sobreestimado el valor del tránsito promedio diario de vehículos y su paso de camiones se considera que este valor de espesor es adecuado y seguro.

Tabla V.9.  
Categorías de carga por eje

CARGA POR EJE CATEGORÍA TANDEM	DESCRIPCIÓN	tráfico			máxima carga por eje	
		TPD	TPDC		[kip] EJE SENCILLO	EJE
			%	POR DÍA		
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio).	200 a 800	1 a 3	arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo).	700 a 5000	5 a 18	de 40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio), super carreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo a medio) (4 carriles)	3000 a 12000 (2 carriles) 3000 a 50000 (4 carriles)	8 a 30	de 500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas) interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3000 a 20000 (2 carriles) 3000 a 20000 (4 carriles)	8 a 30	de 1500 a 8000	34	60

NOTA: Las descripciones de alto, medio y bajo, se refieren al peso relativo de las cargas por eje para el tipo de calle o carretera.

TPD: Tránsito promedio diario en el período de diseño.

TPDC: Tránsito promedio diario de camiones.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

Tabla V.10.  
tipos de suelos de subrasante y  
valores aproximados del módulo de reacción K

TIPOS DE SUELOS	SOPORTE	RANGO DE VALORES DE K [psi]
Suelos de grano fino, en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan.	bajo	75 - 120
Arenas y mezclas de arena con grava, con una cantidad considerable de limo y arcilla.	medio	130- 170
Arenas y mezclas de arena con grava, relativamente libre de finos.	alto	180- 220
Subbases tratadas con cemento.	muy alto	250- 400

Tabla V.11.  
valores de K para diseño sobre  
bases no tratadas (de PCA)

Valor de K de la subrasante [lb/plg]	Valores de K sobre la base [lbs/plg <sup>2</sup> ]			
	Espesor 4 plg	Espesor 6 plg	Espesor 9 plg	Espesor 12 plg
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	200	230	270	320
300	320	330	370	430

Tabla V.12.  
valores de K para diseño sobre  
bases de suelo cemento (de PCA)

Valor de K de la subrasante [lb/plg]	Valores de K sobre la base [lbs/plg <sup>2</sup> ]			
	Espesor 4 plg	Espesor 6 plg	Espesor 9 plg	Espesor 12 plg
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	---

Tabla V.13.  
 TPDC permisible, carga por eje **categoría 1**  
 pavimentos con juntas de trabe por agregados.  
 (no necesita dovelas).

concreto sin hombros o bordillo				concreto con hombros o bordillo			
Espesor de losa [Plg]	Soporte subrasante-subbase			Espesor de losa [Plg]	Soporte subrasante-subbase		
	BAJO	MEDIO	ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO
MR 4.5			0.1	4		0.2	0.9
650 5	0.1	0.8	3	4.5	2	8	25
PSI 5.5	3	15	45	5	30	130	330
6	40	160	430	5.5	320		
6.5	330						
5		0.1	0.4	4			0.1
MR 5.5	0.5	3	9	4.5	0.2	1	5
600 6	8	36	98	5	6	27	75
PSI 6.5	76	300	760	5.5	73	290	730
7	520			6	610		
5.5	0.1	0.3	1	4.5		0.2	0.6
MR 6	1	6	18	5	0.8	4	13
550 6.5	13	60	160	5.5	13	57	150
PSI 7	110	400		6	130	480	
7.5	620						

Nota: el análisis de fatiga controla el diseño.

Nota: Una fracción de TPDC, indica que el pavimento puede transportar un número ilimitado de vehículos pequeños y camiones con dos ejes y cuatro llantas. Pero únicamente pocos camiones pesados por semana (TPDC de 0.3 x 7 días indica dos camiones pesados por semana).

El presente TPDC excluye a camiones de cuatro llantas dos ejes, por lo que el número de camiones permitidos puede ser grande.

Tabla V.14.  
 TPDC permisible, carga por eje **categoría 2**  
 pavimentos con juntas doveladas.

concreto sin hombros o bordillo					concreto con hombros o bordillo				
Espesor de losa [plg]	Soporte subrasante-subbase				Espesor de losa [Plg]	Soporte subrasante-subbase			
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
5.5				5	5	3	9	42	
MR 6		4	12	59	5.5	9	42	120	450
650 6.5	9	43	120	400	6	96	380	970	3400
PSI 7	80	320	840	3100	6.5	710	2600		
7.5	490	19000			7	4200			
8	25000								
6				11	5		1	8	
MR 6.5		8	24	110	5.5	1	8	23	98
7	15	70	190	750	6	19	84	220	810
600 7.5	110	440	1100		6.5	160	620	1500	5200
PSI 8	590	2300			7	1000	3600		
8.5	2700								
6.5		4	19		5.5		3	17	
MR 7		11	34	150	6	3	14	41	160
550 7.5	19	84	230	890	6.5	29	120	320	1100
PSI 8	120	470	1200		7	210	770	1900	
8.5	560	2200			7.5	1100	4000		
9	2400								

Nota: el análisis de fatiga controla el diseño .

Tabla V.15.  
 TPDC permisible, carga por eje **categoria 2**  
 pavimentos con juntas de trabe por agregados

concreto sin hombros o bordillo					concreto con hombros o bordillo				
Espesor de losa [plg]	Soporte subrasante-subbase				Espesor de losa [Plg]	Soporte subrasante-subbase			
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
5.5				5	5	3	9	42	
MR 6		4	12	59	5.5	9	42	120	450
650 6.5	9	43	120	400	6	96	380	700	970
PSI 7	80	320	840	1200	6.5	650	1000	1400	2100
7.5	490	1200	1500		7	1100	1900		
8	1300	1900							
6				11	5		1	8	
MR 6.5		8	24	110	5.5	1	8	23	98
600 7	15	70	190	750	6	19	84	220	810
PSI 7.5	110	440	1100	2100	6.5	160	520	1400	2100
8	590	1900			7	1000	1900		
8.5	1900								
6.5			4	19	5.5			3	17
MR 7		11	34	150	6	3	14	41	160
550 7.5	19	84	230	890	6.5	29	120	320	1100
PSI 8	120	470	1200		7	210	770	1900	
8.5	560	2200			7.5	1100			
9	2400								

Nota: el análisis de erosión controla el diseño; de otro modo el análisis de fatiga lo controla.

Tabla V.16.  
 TPDC permisible, carga por eje categoría 3  
 pavimentos con juntas doveladas.

	concreto sin hombros o bordillo					concreto con hombros o bordillo					
	Espesor de losa [plg]	Soporte subrasante-subbase				Espesor de losa [Plg]	Soporte subrasante-subbase				
		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
	7.5				250	6.5				83	320
MR	8		130	350	1300	7	52	220	550	1900	
650	8.5	160	640	1600	6200	7.5	320	1200	2900	9800	
PSI	9	700	2700	7000	11500	8	1600	5700	13800		
	9.5	2700	10800			8.5	6900	23700			
	10	9900									
						6.5					67
	8			73	310	7			120	440	
MR	8.5		140	380	1500	7.5		270	680	2300	
600	9	160	640	1700	6200	8	370	1300	3200	10800	
PSI	9.5	630	2500	6500	2100	8.5	1600	5800	14100		
	10	2300	9300			9	6600				
	10.5	7700									
						7					82
	8.5			70	300	7.5			130	480	
MR	9		120	340	1300	8	67	270	670	2300	
550	9.5	120	520	1300	5100	8.5	330	1200	2900	9700	
PSI	10	460	1900	4900	19100	9	1400	4900	11700		
	10.5	1600	6500	17400		9.5	5100	18600			
	11	4900									

Nota: el análisis de erosión controla el diseño; de otro modo el análisis de fatiga lo controla.

Tabla V.17.  
 TPDC permisible, carga por eje **categoría 3**  
 pavimentos con juntas de trabe por agregados.

concreto sin hombros o bordillo					concreto con hombros o bordillo				
Espesor de losa [plg]	Soporte subrasante-subbase				Espesor de losa [plg]	Soporte subrasante-subbase			
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
	7.5		60	250	7	220	510	750	
	8		130	350	7.5	320	640	890	1400
MR	8.5	160	640	900	8	610	1100	1500	2500
	9	680	1000	1300	8.5	950	1800	2700	4700
650	9.5	960	1500	2000	9	1500	2900	4600	8700
	10	1300	2100	2800	9.5	2300	4700	8000	
PSI	10.5	1800	2900	4000	10	3500	7700		
	11	2500	4000	5700	10.5	5300			
	11.5	3300	5500	7900	11	8100			
	12	4400	7500						
	8			73	310			120	440
	8.5		140	380	1300	7.5	67	270	680
MR	9	160	640	1300	2000	8	370	1100	1500
	9.5	630	1500	2000	2900	8.5	950	1800	2700
600	10	1300	2100	2800	4300	9	1500	2900	4600
	10.5	1800	2900	4000	6300	9.5	2300	4700	8000
PSI	11	2500	4000	5700	9200	10	3500	7700	
	11.5	3300	5500	7900		10.5	5300		
	12	4400	7500			11	8100		
	8				56				82
MR	8.5		70	300		7.5		130	480
	9		120	340	1300	8	67	270	670
550	9.5	120	520	1300	2900	8.5	330	1200	2700
	10	460	1900	2800	4300	9	1400	2900	4600
PSI	10.5	1600	2900	4000	6300	9.5	2300	4700	8000
	12	4400	7500			11	8100		

Nota: El análisis de erosión controla el diseño, de otro modo el de fatiga lo controla.

Tabla V.18.  
 TPDC permisible, carga por eje categoría 4  
 pavimentos con juntas doveladas.

Espesor de losa [plg]	concreto sin hombros o bordillo				Espesor de losa [Plg]	concreto con hombros o bordillo			
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
8				270	7				400
MR 8.5		120	340	1300	7.5		240	620	2100
9	140	580	1500	5600	8	330	1200	3000	9800
650 9.5	570	2300	5900	14700	8.5	1500	5300	12700	41100
10	2000	8200	18700	25900	9	5900	21400	44900	
PSI 10.5	6700	24100	31800	45800	9.5	22500	52000		
11	21600	39600			10	45200			
11.5	39700								
8.5				300	7.5			130	490
MR 9		120	340	1300	8		270	690	2300
9.5	120	530	1400	5200	8.5	340	1300	3000	9900
600 10	480	1900	5100	19300	9	1400	5000	12000	40200
10.5	1600	6500	17500	45900	9.5	5200	18800	45900	
PSI 11	4900	21400	53800		10	18400			
11.5	14500	6500							
12	44000								
9				260	8			130	480
MR 9.5			280	1100	8.5		250	620	2100
10		390	1100	4000	9	280	1000	2500	8200
550 10.5	320	1400	3600	13800	9.5	1100	3900	9300	30700
11	1000	4300	11600	46600	10	3800	13600	32900	
PSI 11.5	3000	13100	37200		10.5	12400	46200		
12	8200	4000			11	40400			

Nota: El análisis de erosión controla el diseño, de otro modo el de fatiga lo controla.

Tabla V.19.

TPDC permisible, carga por eje categoría 4  
pavimentos con juntas con de trabe por agregados.

concreto sin hombros o bordillo					concreto con hombros o bordillo				
Espesor de losa [plg]	Soporte subrasante-subbase				Espesor de losa [Plg]	Soporte subrasante-subbase			
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
8				270	7			100	400
8.5		120	340	990	7.5		240	620	910
MR 9	140	580	1100	1500	8	330	770	1100	1700
9.5	570	1200	1600	2300	8.5	720	1300	1900	3100
650 10	1100	1700	2200	3400	9	1100	2100	3200	5700
10.5	1500	2300	3200	4900	9.5	1700	3400	5500	10200
PSI 11	2000	3300	4500	7200	10	2600	5500	9200	17900
11.5	2700	4500	6300	10400					
12	3600	6100	8800	14900	11	5900	13600	24200	
13	6300	11100	16800		12	12800			
14	10800								
8.5				300	7.5			130	490
9		120	340	1300	8	270	690	1700	
MR 9.5	120	530	1400	2300	8.5	340	1300	1900	3100
10	480	1700	2200	3400	9	1100	2100	3200	5700
600 10.5	1500	2300	3200	4900	9.5	1700	3400	5500	10200
11	2000	3300	4500	7200	10	2600	5500	9200	17900
PSI 11.5	2700	4500	6300	10400					
12	3600	6100	8800	14900	11	12800			
13	6300	11100	16800		12	12800			
14	10800								
9				250	8			130	480
MR 9.5			280	1100	8.5		250	620	2100
10		390	1100	3400	9	280	1000	2500	5700
550 10.5	320	1400	3200	4900	9.5	1100	3400	5500	10200
12	3600	6100	8800	14900	9.5	1100	3400	5500	10200
PSI 13	6300	11100	16800		12	12800			
14	10800								

Nota: El análisis de erosión controla el diseño, de otro modo el de fatiga lo controla.

Referente a la capa de base del pavimento, la PCA da mayor importancia a la uniformidad de apoyo que al grado de resistencia del suelo, considerando que la losa de concreto tiene una gran capacidad de distribución de las cargas impuestas por el tránsito. Con frecuencia los materiales que forman parte de la subrasante presentan características favorables que pueden sustituir las funciones de la base y por lo tanto, ésta se hace innecesaria.

El valor de la base del pavimento, puede ser estimada, por las características y consideraciones del método, recomendándose un valor de 4 plg como mínimo (10 cm). Como parámetro de diseño puede optarse por el de la tabla V.20.

Es importante observar que la PCA indica que el valor mínimo para el espesor de losas de concreto será de 10 cm para una categoría 1 y ocurrirá con un módulo de ruptura de 650 PSI, con losas con bordillo integrado y soporte de subrasante-subbase de carácter ALTO. El espesor máximo para una losa de concreto, la PCA lo diseña con 35 cm de espesor (14 plg) cuando el módulo de ruptura sea de 550 PSI, y las losas de concreto sean sin hombros y sin bordillos y un soporte subrasante-subbase de carácter BAJO, para una categoría 4.

El período de diseño de estas tablas es de 20 años, el cual se considera adecuado para esta clase de proyectos. Para un período de diseño diferente, se debe modificar el tránsito promedio diario de camiones por un factor igual al período deseado sobre el período de diseño de estas tablas, (por



ejemplo, si se desea un período de diseño de 25 años el factor por el que se deberá afectar al tránsito promedio diario de camiones será  $25/20 = 1.25$ ).

El período de diseño debe entenderse, como el tiempo en años, que se considera adecuado para que el diseño garantice la amortización del pavimento. Es muy importante conocer las cargas de cada eje (sencillo y tandem) para poder estimar durante el período de diseño, el número de ejes esperados para cada intensidad de carga, y así conocer la fatiga, con que cada eje participará en la falla planeada.

Asimismo, estas tablas contemplan a la fatiga y la erosión en el diseño. La fatiga se toma en cuenta para mantener dentro de los límites de seguridad los esfuerzos debidos a las cargas repetidas. El esfuerzo por erosión se usa para limitar los efectos de las deflexiones del pavimento en los bordes y juntas.

Tabla V.20.

Espesores estimados de bases según su uso		
Tipo de base	Usos	Espesor (cm)
Granular	carretera	10-15
Estabilizada	carretera	10-15
Granular	aeropuerto	15-30
Estabilizada	aeropuerto	15-30

#### V.4. DISEÑO DE JUNTAS.

**Junta.** Es el espacio dejado entre losas de concreto para absorber los movimientos diferenciales debidos a la expansión y contracción del material constituyente de las losas. La construcción de juntas permite la construcción del pavimento por losas separadas para evitar grietas en la construcción, estableciendo al mismo tiempo la unión adecuada de ellas para asegurar la continuidad de la superficie de rodadura y la buena conservación del pavimento.

Hay varios tipos de juntas en pavimentos, a continuación se describen las principales.

1. Junta de articulación o alabeo. Este tipo de junta se construye paralela al eje de la carretera (sentido longitudinal) y cuyo objetivo es impedir la transmisión de momentos de una placa hacia otra. Se construyen para evitar los esfuerzos causados por el pandeo y consisten en roturas de la continuidad estructural del concreto con la salvedad que se utilizan barras de sujeción asegurando la transferencia de carga por medio de la interconexión entre partículas de concreto de las caras adyacentes a la junta, evitando la separación entre losas y esfuerzos causados por pandeo. La junta de articulación puede ser del tipo ensamble, con barras de conexión cuando una losa es independiente de la contigua o también junta de articulación de sección reducida con barras de conexión cuando las losas longitudinales se construyen en una sola operación. Este tipo de junta se utilizó, en los proyectos objeto de esta tesis, haciendo un ensamble del tipo macho-hembra entre losas adyacentes, a lo largo del eje de la carretera.

2. Junta de contracción. El objetivo de este tipo de junta es concentrar las grietas producidas por efectos de la construcción del concreto, se construye perpendicularmente a la línea de eje central de la carretera. Su espaciamiento será de 7 m como máximo. Estas juntas son esencialmente roturas de la continuidad estructural del concreto del pavimento, permitiendo que éste se contraiga cuando la temperatura disminuye abajo de la temperatura a la cual fue colocado el concreto. El tipo de junta de contracción para los proyectos objeto de esta tesis, se diseñó como una junta plana en el sentido transversal, la cual a la vez servirá como junta de expansión.

3. Junta de expansión. El objetivo de este tipo de junta es dejar un espacio libre para la dilatación de las losas del concreto. Esta junta permite la separación apropiada para la expansión de losas cuando la temperatura aumenta arriba de la cual fue colocado el concreto, permitiendo la contracción y pandeo de las losas. Este tipo de juntas también son utilizadas cuando cambia de dirección el eje del pavimento.

4. Junta de construcción. Su uso se realiza cuando el suministro de concreto se interrumpe, para este caso es aconsejable el uso de resinas epóxicas para la adherencia de concreto parcialmente fraguado con concreto fresco. Los detalles para las juntas, tanto longitudinal como transversal, se encuentran en el anexo de planos.

subrasante es el lecho de apoyo de las diferentes capas de pavimento ya descritas en la sección III.1. aunque todo diseño final siempre debe estar de acuerdo con el nivel de rasante.

#### VI.1.3. ANCHO DE CALZADA.

El ancho de calzada es la parte del ancho de corona, destinada a la circulación de vehículos. Está constituido por uno o más carriles, entendiéndose por carril a la superficie de rodamiento que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos. Para estos proyectos el ancho de calzada se estableció en 7.2 metros según la tabla VI.4.

#### VI.1.4. HOMBROS.

El hombro es el área o superficie adyacente a ambos lados de la calzada, que se diseña para obtener ventajas tales como la conservación del pavimento, la protección contra humedad y posibles erosiones en la calzada, proporcionando al mismo tiempo seguridad al usuario al poder disponer de un espacio adicional fuera del ancho de calzada, y así evitar accidentes al detener la marcha en un determinado momento.

Tabla VI.1.  
Anchos de hombro según el ancho de calzada

Ancho de calzada[m]	Ancho de hombro [m]
5.50	0.75
6.00	1.30
6.50	1.45
7.20	1.60

Para calzadas de dos o más carriles con arriate central se recomienda un hombro de 3.0 metros de ancho.

#### VI.1.5. CUNETAS Y CONTRACUNETAS.

Son obras de drenaje que pertenecen a la sección típica. La cuneta es un canal o conducto abierto para la conducción del agua, construida paralelamente al eje de la carretera para drenar el agua de lluvia que cae sobre la misma y asimismo drenar el agua proveniente de los taludes. Las contracunetas son canales que se construyen en la parte alta de los cortes en uno o ambos lados de la carretera, con el fin de drenar el agua que cae sobre los cortes, y evitar la erosión del talud.

Por ser la construcción de los proyectos objeto de esta tesis, en un área urbana y por las mismas características geométricas de un pavimento rígido, el tipo de drenaje utilizado será por medio de tragantes, por lo que la construcción de cunetas y contracunetas no se contemplan en el diseño.

#### VI.1.6. PENDIENTE TRANSVERSAL.

Es la pendiente que se le da a la corona en el eje perpendicular al de la carretera. Según su relación con los hombros y el alineamiento horizontal pueden darse tres tipos.

1. Pendiente por bombeo; es la pendiente transversal que se da a la corona, en las tangentes del alineamiento horizontal, con el objetivo de facilitar el escurrimiento superficial del agua.

Un bombeo apropiado permite un drenaje correcto de la corona, con la mínima pendiente para que el conductor no experimente incomodidad o inseguridad en condiciones normales de operación.

Tabla VI.2.  
Pendiente transversal recomendada  
según el tipo de superficie.

Tipo de superficie		Bombeo
Muy buena	Concreto	1-2%
Buena	Mezclas asfálticas	1.5-3%
Regular	Adoquín	2-2.5%
Mala	Tierra o grava	2.5-3%

Para un tipo de superficie de rodamiento de concreto puede fijarse una pendiente transversal mínima del 1% pero por las características constructivas de los proyectos objeto de esta tesis, dicha pendiente se fijó en 2.5%, la cual sin embargo es imperceptible bajo condiciones de operación normal.

2. Pendiente por peralte; es la inclinación dada a la corona sobre una curva, para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga que ejerce el peso del vehículo en movimiento.

3. Pendiente por transición; es el bombeo dado para el cambio gradual de la pendiente por peralte hacia la pendiente por bombeo. Este tipo de pendiente se localiza en tramos que cambian de curva a tangente o inversamente de tangente a curva.

En los proyectos objeto de esta tesis, solamente existen tramos en tangente, por lo que no fue necesario hacer el cálculo de pendiente por peralte ni por transición, para ningún punto de las vías.

#### VI.1.7. TALUDES.

Son los planos inclinados de la terracería que pertenecen a la sección típica de una carretera. Los taludes determinan los volúmenes de tierra tanto en corte como en relleno.

Tabla VI.3.  
Relación de talud horizontal y vertical

TALUD DE CORTE			TALUD DE RELLENO		
[m]	Horizontal	Vertical	[m]	Horizontal	Vertical
0 a 3	1	1	0 a 3	2	1
3 a 7	1	2	> 3	3	2
> 7	1	3			

#### VI.2. ALINEAMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL.

El alineamiento horizontal y vertical permiten hacer diseños donde se conjuguen a un mismo tiempo el recorrido de la vía tanto en su longitud como en su elevación. De lo anterior se deduce que diseñando ambos alineamientos se logra conducir el vehículo de manera eficiente, tanto en su desplazamiento horizontal como en su desplazamiento vertical. El procedimiento geométrico implica el uso de tangentes y curvaturas, en diversas combinaciones para establecer el trazo horizontal o alineación de la ruta, y de niveles y pendientes verticales para desarrollar el perfil de la misma en el plano vertical.

##### VI.2.1. ALINEAMIENTO HORIZONTAL.

El alineamiento horizontal es la proyección sobre un plano horizontal del eje de una carretera. El alineamiento horizontal debe ser capaz de ofrecer seguridad y permitir asimismo uniformidad de operación a velocidad aproximadamente uniforme. En trayectos de longitud considerable en una carretera el alineamiento horizontal debe ser diseñado de tal forma que ofrezca seguridad de operación y coordinación con el perfil de la rasante, el tipo de servicio, velocidad del proyecto, topografía y costo de construcción, proporcionando por lo menos la mínima distancia de visibilidad de frenado.

Los elementos que definen al alineamiento horizontal son los siguientes.

1. Tangentes; son las proyecciones rectas sobre un plano horizontal que unen a las curvas circulares. Están determinadas por el final de la curva anterior y el principio de la curva siguiente.

2. Curvas circulares; son proyecciones sobre un plano horizontal de arcos de círculo. La longitud de una curva circular está determinada desde el principio de una curva hasta el principio de la tangente o el final de la misma curva.

3. Curvas de transición; su función es proporcionar un cambio gradual a un vehículo, en un tramo en tangente a un tramo en curva.

Este tipo de transición es muy importante pues generalmente los estancamientos de agua de lluvia ocurren en tramos en curva más no en los tramos rectos (tangentes). El trazo y construcción de esta transición debe ser meticulosamente realizado para garantizar un drenaje adecuado. El peor enemigo de las carreteras es el agua no controlada que afecta a las capas de todo el pavimento.

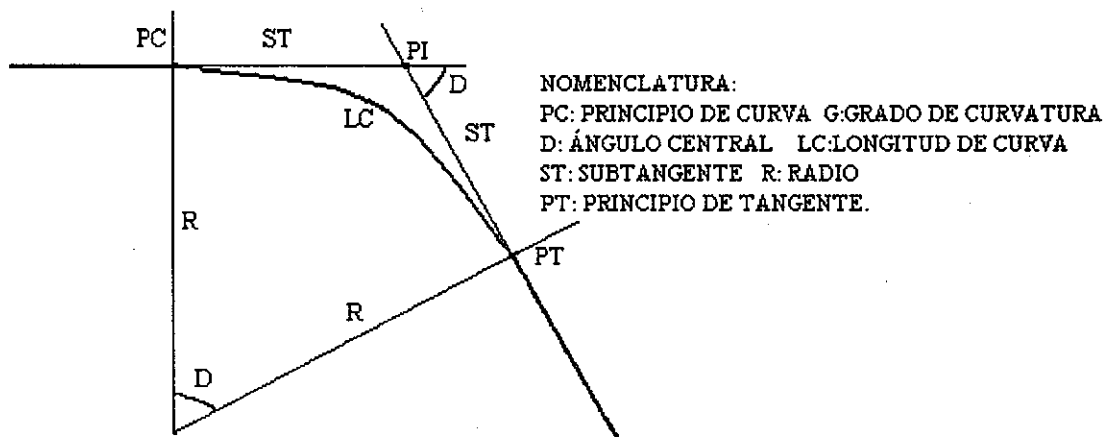


Figura VI.2.  
 Planta de una curva horizontal.

#### VI.2.1.1. DISEÑO DE CURVAS HORIZONTALES.

En proyectos de carreteras rurales, existen dos métodos para calcular curvas horizontales, ambos métodos difieren en su desarrollo matemático pero la principal diferencia se encuentra en su aplicación en el campo.

El primero es el método de deflexiones unitarias, el cual consiste en calcular el ángulo y la cuerda respectiva para una estación múltiplo de diez metros, referidas todas desde el principio de curva horizontal (PC). Este método tiene la ventaja de poder trazar la curva desde un solo punto (generalmente el principio de curva), sin necesidad de cambiar el aparato de trazo (para estos casos un teodolito) para cada punto a señalar en el campo.

El segundo método es el de cuerdas prolongadas, el cual consiste en que en cada punto del estacionamiento se traza una cuerda y un ángulo ya definidos y constantes. Sin embargo requiere más trabajo respecto al anterior método, ya que será necesario colocar el aparato en cada estación múltiplo de diez. Sin embargo este método es el único que puede aplicarse si en dado caso hay un obstáculo en la visión para trazar por medio del método de deflexiones unitarias.

Para el diseño horizontal de los dos proyectos, objeto de estudio de esta tesis, el trazo de curvas horizontales no es aplicable (ver planos de planta y perfil en el anexo de planos) pues en proyectos de calles urbanas las intersecciones se harán generalmente en ángulos rectos (90°). Como una ayuda en el anexo 3 se presenta un programa para calcular curvas horizontales por el método de deflexiones unitarias, con su respectiva explicación de cómo usarlo.

#### VI.2.2. ALINEAMIENTO VERTICAL.

En el perfil de una carretera la rasante es la línea de referencia que define los alineamientos verticales. Aparte de la topografía del terreno, también la determinan las características del alineamiento horizontal, la seguridad, visibilidad, velocidad del proyecto, y paso de vehículos pesados en pendientes fuertes.

Un alineamiento vertical está formado por tangentes y curvas. Las tangentes se caracterizan por su pendiente que sirve para delimitar el diseño de la subrasante.

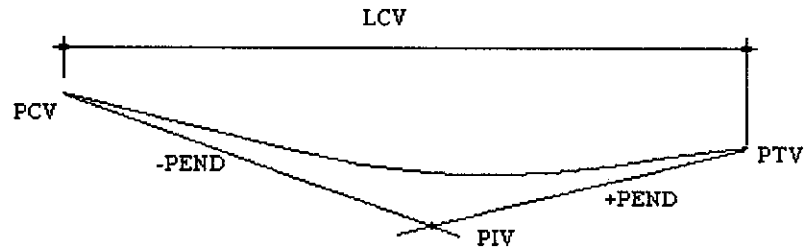
La pendiente en el alineamiento vertical puede ser de tres tipos.

1. Pendiente máxima. Es la mayor pendiente que se puede utilizar para el diseño de una subrasante. Está determinada por el volumen de tránsito y la topografía del terreno.

2. Pendiente mínima. Es la pendiente que se fija para permitir un drenaje adecuado. En tramos de relleno esta pendiente puede ser cero (siempre que no se presenten problemas de drenaje longitudinal), y en tramos en corte se tendrá que fijar en 0.5%.

3. Pendiente gobernadora. Es la pendiente que va a dar el menor costo de operación y mantenimiento y que a la vez permitirá el menor movimiento de tierras. Un punto importante es que según las características de estos proyectos fue mejor diseñar tramos en corte que en relleno por la falta de equipo de compactación que esté permanentemente en el área de trabajo.

En los planos topográficos puede verse el nivel de rasante actual, juntamente con el diseño de la subrasante ya conformada teniendo un criterio de pendiente gobernadora, respetándose los criterios de pendiente máxima y mínima.



NOMENCLATURA:  
PCV: PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL    PEND: PENDIENTE  
PTV: PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL  
PIV: PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL  
LCV: LONGITUD DE CURVA VERTICAL.

Figura VI.2.  
Sección de una curva vertical

#### VI.2.2.1. DISEÑO DE CURVAS VERTICALES.

El diseño de curvas verticales es una etapa importante desde la perspectiva de la funcionalidad para el usuario de la vía.

Las curvas verticales deben cumplir ciertos requisitos de servicio, tales como los de una apariencia tal que el cambio de pendientes sea gradual y no produzca molestias al conductor del vehículo, permitiendo un cambio suave entre pendientes diferentes.

Asimismo toda vía deberá tener contemplado un drenaje adecuado que evite la acumulación de agua en los puntos de intersección de pendientes. Esto se logra evitando pendientes longitudinales insuficientes o evitando longitudes de curvas demasiado largas, construyendo a la vez según la forma de curva una tubería que sea capaz de retirar el agua superficial.

Un último chequeo consiste en multiplicar a los cambios de pendiente, por un factor que viene dado por la forma de la curva y la velocidad de diseño.

En el anexo 4 se encuentra un programa de computación, para calcular longitudes de curva vertical, las elevaciones que debe tener la curva para un buen diseño geométrico, por último calcula la colocación de tuberías de drenaje, en las zonas donde existirá concentración de agua superficial por la misma geometría de la rasante. En ese mismo anexo se encuentra la manera de cómo usar dicho programa.

TABLA VI.4.  
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS  
VALORES LÍMITES RECOMENDADOS PARA LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA EN ESTADO FINAL

T.P.D. DE VEHICULOS	CARRETERA	VELOCIDAD DE DISEÑO [KPH]	ANCHO DE CALZADA [M] 2)	CORTE * [M]	RELLENO * [M]	DERECHO DE VÍA [M]	RADIO MÍNIMO [M]	PENDIENTE MÁXIMA [M]	D.V.P. 4) MÍNIMA [M]	D.V.P. RECOMEND [M]	D.V.PASO MÍNIMA [M]	D.V.PASO RECOMEND [M]
5000 A 3000	TIPO "A" 1)		2 x 7.20	25	24	50						
	REGIONES											
	LLANAS	100					375	3	160	200	700	750
	ONDULADAS	80					225	4	110	150	520	550
3000 A 1500	MONTAÑOSAS	60					110	5	70	100	350	400
	TIPO "B"		7.20	13	12	25						
	REGIONES											
	LLANAS	80					225	6	110	150	520	550
1500 A 900	ONDULADAS	60					110	7	70	100	350	400
	MONTAÑOSAS	40					47	8	40	50	180	200
	TIPO "C"		6.50	12	11	25						
	REGIONES	80										
1500 A 900	LLANAS	60					225	6	110	150	520	550
	ONDULADAS	40					110	7	70	100	350	400
	MONTAÑOSAS						47	8	40	50	180	200
	TIPO "D"		6.00	11	10	25						
900 A 500	REGIONES											
	LLANAS	80					225	6	110	150	520	550
	ONDULADAS	60					110	7	70	100	350	400
	MONTAÑOSAS	40					47	8	40	50	180	200
500 A 100	TIPO "E"		5.50	9.50	8.50	25						
	REGIONES											
	LLANAS	50					75	8	55	70	260	300
	ONDULADAS	40					47	9	40	50	180	200
100 A 10	MONTAÑOSAS	30					30	10	30	35	110	150
	TIPO "F"		5.50	9.50	8.50	15						
	REGIONES											
	LLANAS	40					47	10	40	50	180	200
100 A 10	ONDULADAS	30					30	12	30	35	110	150
	MONTAÑAS	20					18	14	20	25	50	100

NOMENCLATURA: T. P.D. TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO DE VEHICULOS; D.V.P. DISTANCIA DE VISIBILIDAD PARA LA PARADA; D.V. DISTANCIA DE VISIBILIDAD; RECOMEND. RECOMENDADA

NOTAS: 1) La sección típica de carreteras tipo "A" incluye isla central de 1.50 m de ancho. 2) Las características de las estructuras son generales para todos los tipos de carretera, con excepción del tipo "A", en donde el ancho es doble. 3) La cantidad de la capa de recubrimiento de la calzada podrá ser para carreteras tipo "A": hormigón, concreto asfáltico o tratamiento superficial múltiple; para el tipo "B" y "C" concreto asfáltico (en frío o en caliente) o tratamiento superficial doble; para tipo "D", tratamiento superficial doble; para tipo "E", tratamiento superficial simple y para tipo "F", recubrimiento de material selecto. Los recubrimientos para las carreteras desde el tipo "A" al "E" dependerán de las características mecánicas del suelo y de las propiedades de los materiales de construcción de la zona. 4) La distancia de visibilidad para la parada será la longitud mínima de curva vertical. \* Ancho de terracería. Esfuerzo unitario para el concreto clase "A" mínimo de 3000 psi. (Guatemala, enero de 1995).

### VI.3. PLANOS.

Los planos constituyen junto al presupuesto, los parámetros más importantes para la toma de decisiones de parte de la entidad que dará financiamiento al proyecto, pues ambos resumen en forma concisa los alcances y limitaciones que tendrá el proyecto al momento de implementarlo a la realidad.

En los planos debe estar resumida la información esencial del proyecto junto con los detalles y elementos constructivos más significativos.

Todos los planos deben ser elaborados en formatos dimensionados según el Instituto Centro Americano de Investigación y Tecnología Industrial (ICAITI). En la tabla VI.1. se encuentran los tamaños de los formatos más usados en el medio.

Tabla VI.5.

Tamaño de formatos.

Formato	Dimensiones [cm]
A-0	168.18 x 118.92
A-1	118.92 x 84.09
A-2	84.09 x 59.46
A-3	59.46 x 42.04

Los planos de planta-perfil, como su nombre lo indica, servirán para dejar plasmado, lo que será tanto el nivel actual del terreno, según lo definido por la sección de topografía (capítulo IV) así como el nivel ya conformado según el diseño geométrico del capítulo VI. En el trabajo de gabinete, según el diseño geométrico del capítulo VI, se deberán diseñar tanto curvas verticales como horizontales debiendo dibujar por aparte la sección transversal del pavimento en otro plano que será llamado detalles de construcción. Para el perfil, se deben dejar indicadas las cotas tanto del nivel natural como del nivel ya conformado a un intervalo de diez metros, como lo adecuado de haberse hecho con este intervalo el levantamiento topográfico.

Se recomienda que los planos planta-perfil se elaboren en escala vertical 1:50, y en escala horizontal 1:500, esto tiene el objetivo de permitir visualizar claramente el diseño final, pues estas escalas permiten apreciar sin mucha distorsión lo que será el proyecto final.

Sin embargo en los planos de planta-perfil solamente pueden dibujarse al mismo tiempo lo que son tramos en tangente (tramos en línea recta). Lo anterior ocurre por el hecho de tener que ser el perfil y la planta, unidireccionales (orientados en una sola dirección). La planta de una curva horizontal no coincide al mismo tiempo con su perfil. Lo anterior implica tener que dibujar el trazo de cualquier curva horizontal en un plano y su perfil en otro, sin haber una relación directa como la que hay en un plano de planta-perfil.

En el anexo de planos se puede ver ejemplo de esta situación de inidireccionalidad, pues para los proyectos que son estudio de esta tesis, la relación se puede considerar lineal por lo que no fue necesario, dibujar por aparte la planta del perfil. Por no haber ninguna curva horizontal dibujada en la sección de planos se recomienda para otros casos en los que sí las tengan, dejar indicado como información mínima el principio de curva PC con su respectiva estación, grado de curvatura G, ángulo central D, longitud de curva LC, subtangente ST y el principio de tangente PC con su respectiva estación.

Las curvas verticales deberán tener como información mínima la estación del principio de curva vertical PCV, principio de tangente vertical PTV, longitud de curva vertical LCV, la estación del punto de intersección vertical EST PIV, la elevación del punto de intersección vertical, ELEV PIV. Las tangentes deberán estar indicadas por su pendiente con su respectivo signo (positivas si son en ascenso o negativas si son en descenso).

Esta información servirá para el trazo de la subrasante en el campo (según la sección VI.4.). Por lo anterior deben dejarse indicadas las cotas, tanto de la subrasante actual como de la subrasante ya conformada. La subrasante ya conformada, es el nivel final que tendrá la carretera al finalizarse el movimiento de tierras, que servirá para soportar la capa de base y la carpeta de rodadura y que fue previamente calculada en gabinete.

Al momento de hacer el movimiento de tierras, el problema principal será el de llevar tanto el alineamiento horizontal como vertical en un mismo orden de igualdad, o sea que deberán coincidir plenamente en todo el recorrido del trazo de la carretera.

Lo anterior hace recomendable estimar con mucha atención y cuidado la elaboración de los planos, pues un mal diseño o un mal dibujo hará que todo el trabajo que se ha llevado bien ejecutado se pierda.

Como complemento al juego de planos de planta-perfil, deben hacerse casi siempre planos que den información adicional a la infraestructura que tendrá el proyecto. En el caso de los proyectos de estudio fue necesario hacer dos planos adicionales, uno para los detalles constructivos como las juntas transversales y longitudinales, sección transversal del pavimento y las características del suelo para las capas constituyentes del pavimento y el segundo para las obras accesorias de drenaje tales como los tragantes. Para estos proyectos no fue necesario hacer el cálculo de una tubería de desagüe, por la misma conformación del entorno topográfico del lugar de los proyectos.

#### VI.4. TRAZO EN EL CAMPO DE LA SUBRASANTE.

El trazo en el campo de la subrasante es un trabajo íntimamente ligado al trabajo de planimetría y altimetría descritos en el capítulo IV. El objetivo de este trabajo es poder señalar adecuadamente los niveles de subrasante en el lugar de fundación del pavimento, para lograr así los objetivos del diseño geométrico.

El procedimiento a seguir, para este trabajo, necesita de los planos de diseño tanto de altimetría como de planimetría. Al tener listos dichos planos de diseño se procede a su señalización en el campo. Esta señalización se logra colocando puentes a lo largo del eje de la carretera.

Uno de los mayores problemas será el de llevar tanto al alineamiento horizontal como vertical en un mismo grado de igualdad, para que así ambos estén señalados en el campo al mismo tiempo.

El alineamiento planimétrico, inicialmente consistirá en el trazo de tangentes, para luego proceder al trazo de las curvas, auxiliándose con un teodolito, siguiendo los criterios de la sección VI.2.1.1. para el método de trazo seleccionado. El proceso anterior no fue necesario por las características geométricas adoptadas, del diseño de los dos proyectos objeto de esta tesis.

Para el trazo de la subrasante en altimetría, se realiza de forma análoga al trazo de la planimetría recurriendo a los planos planta-perfil. Para determinar el nivel de la subrasante del alineamiento vertical se recurre al plano del perfil, el nivel de la subrasante natural se determinó por el levantamiento altimétrico de la sección IV.2. mientras que el nivel de la rasante ya conformada se determinó en gabinete según los criterios de la sección VI.2.2.1. Ambos niveles aparecen en los planos de diseño. Los puentes de señalización, deben ser colocados a distancias parciales y constantes de diez metros, el cual corresponde al estacionamiento utilizado en el levantamiento topográfico; sin embargo si el estacionamiento del trabajo altimétrico fue de veinte metros, la señalización también deberá ser de esa distancia. Si el nivel natural está por encima del nivel ya conformado, según los planos del perfil, el puente de señalización, deberá estar por debajo del nivel natural a una distancia tal que es la diferencia entre ambas cotas; si el nivel natural está por debajo del nivel conformado según los planos, el puente deberá quedar elevado del nivel natural una distancia que igual al caso anterior, será la diferencia entre esas dos cotas.

Los puentes de señalización deberán estar colocados de tal forma que sirvan para la conformación de la subrasante de una forma adecuada, haciendo recomendable colocarlos a los lados laterales de la carretera, para así permitir el libre trabajo de los equipos del movimiento de tierra y de compactación, teniendo solamente el cuidado darles a los puentes la depresión necesaria de acuerdo al desnivel por la pendiente transversal.



## CAPÍTULO VII PROCESO DE CONSTRUCCIÓN

Cuando ya están evaluadas las características del suelo, definido el espesor de la capa de rodadura y trazada la subrasante en el campo, es posible proceder a la construcción y conformación de las diferentes capas del pavimento. Este proceso debe tener un orden específico para garantizar la plena funcionalidad y vida útil proyectada.

Para obtener un pavimento que pueda soportar los esfuerzos producidos por la acción del tráfico sin deteriorarse, conservándose en buenas condiciones de tránsito durante el período de diseño es indispensable cumplir con ciertos requisitos básicos como son, diseño, buenos materiales y control en la construcción. En este capítulo se tratará lo referente al control y proceso de construcción.

### VII.1. CONFORMACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE LA SUBRASANTE.

La subrasante es muy importante en el proceso constructivo del pavimento, pues será el diseño de su nivel el que dará el diseño geométrico final a la carretera. Las capas del pavimento y las losas de concreto tienen un espesor definido y no resulta práctico darle espesores diferentes, para definir la rasante del pavimento por lo que es mejor conformar la subrasante del pavimento y luego tender capas de suelo y losas con espesores fijos.

Como paso inicial para la conformación de la subrasante, todo material inapropiado debe ser removido. Como material inapropiado para subrasante debe considerarse el tipo suelo clasificado como A-8, según la clasificación PRA (Public Road Administration) determinado por el método AASHTO M-145, constituido éste como un suelo altamente orgánico. Para evaluar este material basta solamente la apariencia visual y la experiencia del encargado del proyecto sin necesitar recurrir a los ensayos de laboratorio.

Cantidades muy pequeñas de materia orgánica pueden tener influencia importante en las propiedades físicas de los suelos. La mayor parte de los suelos orgánicos son más débiles y compresibles que los suelos que posean la misma composición mineral, pero que carezcan de materia orgánica. La presencia de una cantidad apreciable de material orgánico puede reconocerse usualmente por el color de gris oscuro a negro que tiene el suelo y por olor de vegetación podrida.

Los depósitos de suelos eminentemente orgánicos como la turba, pueden distinguirse por un color que va del pardo oscuro al negro. La presencia de materia orgánica debe siempre sospecharse si el suelo tiene color pardo oscuro, gris oscuro o negro, o por la presencia de partículas fibrosas de materia vegetal en estado variable de descomposición.

Asimismo las rocas mayores de 10 cm deben ser removidas del área de subrasante.

Un material considerado como apropiado para subrasante es un suelo granular con menos del 3% de hinchamiento determinado según el procedimiento de AASHTO T-93.

La subrasante acondicionada será compactada en su totalidad hasta lograr un 95% de compactación con respecto a su densidad máxima, debiendo chequearse por el ensayo de densidad de campo según el procedimiento del cono de arena descrito en la norma AASHTO T-191.

Se acepta una tolerancia de +/- 2% en el porcentaje de compactación máxima para esta capa.

### VII.2. CONSTRUCCIÓN Y CONFORMACIÓN DE LA SUBBASE.

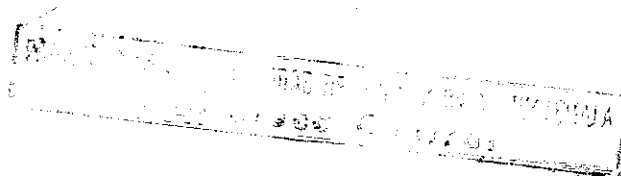
Esta capa puede tener un espesor variable entre 10 cm como mínimo y 70 cm como máximo. Toda roca mayor de 7 cm de diámetro debe ser removida y retirada del área de la subbase.

El proceso de tendido, riego de agua y compactación no podrá hacerse en capas menores de 10 cm ni mayores de 30 cm, cada capa debe compactarse adecuadamente antes de proceder a tender la siguiente capa de material.

El material constituyente debe ser homogéneo y compactarse por medio de motoniveladoras u otros equipos especiales, procurando llegar al 100% de compactación Proctor.

Se debe chequear con ensayos de laboratorio la calidad del material según la siguiente descripción.

Un ensayo de densidad máxima (Proctor) por cada 2 000 m<sup>3</sup> de material tendido o cuando se cambie de banco de materiales.



Un ensayo de valor soporte por cada 500 m<sup>3</sup> de material producido hasta llegar a 3 000 m<sup>3</sup> y luego un ensayo por cada 3 000 m<sup>3</sup> de material colocado.

Un ensayo de granulometría por cada 500 m<sup>3</sup> producidos en los primeros 3 000 m<sup>3</sup> de material y luego un ensayo por cada 3 000 m<sup>3</sup> colocados.

Un ensayo de límites de plasticidad y un ensayo de equivalente de arena por cada 3 000 m<sup>3</sup> de material.

Se debe compactar a un 97% de compactación Proctor como mínimo, comprobado por un ensayo de densidad de campo por cada 400 m<sup>2</sup> de material tendido, espaciados por lo menos cada 20 metros.

Se debe aceptar como máximo una variación en el espesor de 2 cm para esta capa.

Los resultados de estos análisis deben cumplir con los requerimientos de la sección III.2.2.1.

### VII.3. CONSTRUCCIÓN Y CONFORMACIÓN DE LA BASE.

El material para base se colocará sobre la subbase ya preparada por medio camiones de volteo, motoniveladoras u otro equipo apropiado, con el objetivo de tener una capa uniforme y sin segregación de sus componentes. El espesor de esta capa no será mayor de 30 cm ni menor de 10 cm, teniendo variaciones de +/- 1.5 cm en ciertos tramos pero no más de +/- 0.5 cm en promedio por kilómetro de carretera.

Para bases mayores de 10 cm la operación de tendido, homogeneización, humedecimiento y compactación del material debe realizarse por lo menos en dos etapas, con capas de material de 10 cm como mínimo en cada etapa.

Ya tendido y colocado el material se homogeneizará y humedecerá mezclándose ya sea con motoniveladora, escarificadora, arado de discos u otro equipo apropiado.

La humedad se puede determinar por el secado del material o por el método del carburo (norma AASHTO T-217).

El éxito de la compactación depende de las siguientes etapas en la construcción.

1. Determinación correcta de la densidad máxima y humedad óptima del material que se está compactando, por medio del ensayo Proctor.

2. Según el tipo de material, proceder a compactar con equipo especial por capas delgadas mediante equipo apropiado según el tipo de suelo utilizado. Para suelos limosos y arcillosos es más eficiente el uso de un rodillo tipo pata de cabra, para materiales granulares ligeramente cohesivos son más adecuados los compactadores de rodillos neumáticos y para suelos arenosos o gravosos desprovistos de cohesión son preferibles los rodillos vibratorios.

3. Control en cada capa, de la densidad alcanzada en el terreno por medio de repetidas pruebas de laboratorio (densidades de campo) a fin de comprobar si el material ha sido debidamente compactado.

La base se conformará según los alineamientos y secciones típicas de pavimentación detallados en los planos de diseño.

El control de calidad en la construcción y componentes de la base para todo pavimento se hará como a continuación se describe.

Un ensayo de densidad máxima (ensayo Proctor) por cada 3 000 m<sup>3</sup> de material de base granular.

Se debe hacer un ensayo de CBR por cada 500 m<sup>3</sup> de material producido al empezar la explotación de un banco hasta llegar a 3 000 m<sup>3</sup> y luego un ensayo por cada 5000 m<sup>3</sup> colocados.

Un ensayo de abrasión por cada 10 000 m<sup>3</sup> de suelo original y un ensayo por cada 20 000 m<sup>3</sup> de material manufacturado.

Un ensayo de granulometría por cada 50 m<sup>3</sup> en los primeros 500 m<sup>3</sup> y luego un ensayo por cada 200 m<sup>3</sup> de material.

Un ensayo de límites de consistencia y un ensayo de equivalente de arena por cada 1 000 m<sup>3</sup> producidos y un ensayo cada 5 000 m<sup>3</sup> colocados.

Se debe obtener un mínimo de compactación del 97% del ensayo de compactación Proctor modificado, chequeado con la densidad de campo obtenida por el método del cono de arena.

Un ensayo de densidad de campo por cada 400 metros cuadrados de material tendido y compactado, espaciadas por lo menos cada 20 metros lineales en el sentido del eje de la carretera y preferiblemente en el carril de mayor tráfico.

No es aceptable irregularidades en el espesor mayores de 1 cm para capas de 5 cm o menos y de 2.5 cm para capas más gruesas.

Los resultados de estos análisis deben cumplir con los requerimientos de la sección III.2.2.2.

#### VII.4. PREPARACIÓN Y MEZCLADO DEL CONCRETO PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS.

La resistencia a compresión mínima del concreto para pavimentos debe ser de 3 000 psi, determinado según la norma AASHTO T-22, y la resistencia a la flexión mínima de 600 PSI determinado según el método AASHTO T-97 o ASTM C-78. Los especímenes deben ser preparados según lo que dicta AASHTO T-126 y AASHTO T-23.

El concreto para un pavimento debe ser trabajable y tener un asentamiento apropiado, el cual debe ser determinado por medio del cono de Abrams según lo descrito en el procedimiento AASHTO T-119. El asentamiento del concreto será de 1 plg como mínimo y 2 1/2 plg como máximo. Para un revenimiento igual o menor de 3 plg se acepta una tolerancia de +/-0.5 plg y para revenimientos mayores de 3 plg una tolerancia de +/-1 plg.

Todo concreto de sobra de la losa de concreto debe removerse dejando la superficie nivelada y de acuerdo a la sección típica de pavimentación mostrada en los planos.

Las formaletas deben ser preferentemente metálicas debiendo estar limpias, engrasadas y humedecidas antes de colocar en ellas el concreto.

La formaletas deben construirse con suficiente anticipación y por lo menos 50 metros adelante del lugar actual de fundición del concreto. La formaleta se fijará a la base o subbase por medio de pernos de acero espaciados a no más de un metro de separación, de modo que la formaleta soporte sin deformación las operaciones de colocación y vibrado del concreto y no se deberán desviar más de 6 mm en sus dimensiones respecto del eje de la carretera.

Las formaletas deben dejarse por un tiempo mínimo de 24 horas antes del desencofrado y al momento de removerlas, para lograr un curado adecuado del concreto, deben humedecerse las áreas libres del concreto antes cubiertas por las formaletas.

Para la fabricación del concreto, el cemento debe medirse por sacos o por peso cuando éste es suministrado a granel.

En los requerimientos de cemento, el cemento de preferencia se debe suministrar en sacos. Las bodegas deben estar situadas en sitios adecuados que protejan al cemento de la lluvia y de la humedad. En trabajos pequeños y en forma temporal se puede permitir su almacenamiento al aire libre, en cuyo caso debe proporcionarse una plataforma separada del suelo, con una amplia cubierta impermeable.

El cemento en sacos no debe ser apilado durante su transporte o almacenamiento en pilas de más de ocho sacos de alto. Los envíos de cemento en sacos deben almacenarse por separado a fin de facilitar su inspección e identificación.

El cemento que haya sido almacenado más de 60 días, debe ser reinspeccionado y reensayado, a fin de establecer si puede reutilizarse.

No podrá usarse el cemento que haya sido expuesto a humedad, que haya fraguado parcialmente, que forme terrones o que esté endurecido, y debe ser rechazado el contenido total del saco de cemento que presente estas condiciones, retirándolo definitivamente del lugar de la obra. No podrá usarse el cemento recogido de los sacos rechazados o usados o proveniente de la limpieza de los mismos.

Para mezclas de concreto, en cada dosificación se debe usar el contenido total de cada saco de cemento, no debiéndose permitir el mezclado por medidas parciales de saco.

Los agregados del concreto deben ser medidos por peso y no por volumen, por lo que para llevar la dosificación por medio de volúmenes se tendrá que llevar un alto control del peso específico de todos los agregados.

Al medir por volumen, es necesario hacer la conversión a proporciones volumétricas equivalentes y tomar en cuenta la variación en humedad de los agregados y el esponjamiento de la arena.

Solamente se debe preparar la cantidad de concreto suficiente para el uso inmediato por tener el cemento procesos rápidos de fraguado y endurecimiento.

Al finalizar cada día de fundición o cuando se interrumpa la fundición más de 45 minutos la mezcladora debe ser limpiada perfectamente antes de continuar con la manufacturación del concreto.

El agua para el concreto debe quedar vertida totalmente dentro del tambor de la mezcladora dentro de la primera cuarta parte del tiempo especificado de mezclado.

Para la mezcla debe utilizarse de preferencia el agua para beber. El agua que contenga agentes nocivos, contaminación, sedimentos, aceites, azúcares o químicos es dañina para la resistencia y propiedades del fraguado del cemento, ya que puede romper la afinidad entre el agregado y la pasta de cemento y puede afectar en forma adversa la manejabilidad de la mezcla. De usarse agua no potable, ésta deberá evaluarse según el criterio de la sección V.1.2.

Para mezcladoras menores de 3 m<sup>3</sup> de capacidad el tiempo de mezclado será mínimo de un minuto y nunca más de 5 minutos para evitar la rotura y segregación del agregado. No se recomienda el uso de mezcladoras de menos de un saco de capacidad. El tiempo recomendado para el mezclado se muestra en la tabla VII.1.

En climas cálidos el mezclado del concreto debe iniciarse como máximo dentro de los 30 minutos a partir del momento en que el cemento entra en contacto con los agregados.

La velocidad del tambor de la mezcladora, será no menor de 14 y no mayor de 20 revoluciones por minuto.

No es recomendable la mezcla a mano, excepto en el caso de que por fallas mecánicas de la mezcladora no pueda terminarse de fundir una losa de concreto.

El concreto debe depositarse sobre la superficie previamente preparada y humedecida, procurando en lo posible no manipularlo. No se debe permitir colocar el concreto directamente sobre la superficie de subrasante.

Tabla VII.1.  
Tiempo de mezclado para concreto  
según la capacidad de la mezcladora.  
Según ASTM C 94-72

Capacidad de la mezcladora [m <sup>3</sup> ]	Tiempo de mezclado [min]
0.8	1.00
1.5	1.25
2.3	1.50
3.1	1.75
3.8	2.00
4.6	2.25
7.6	3.25

De ser necesario la manipulación del concreto deben utilizarse palas y nunca rastrillos, el vibrador debe ser usado para consolidar el concreto y nunca para manipularlo. No debe caminar sobre el concreto fresco pues se le pueden añadir partículas o materiales perjudiciales a su proceso de fraguado y endurecimiento. Todo concreto para pavimentos debe ser vibrado.

Los vibradores consolidan al concreto y no deben vibrar a menos de 3500 revoluciones por minuto, cuando el espesor de la losa sea mayor de 6 plg. El vibrador no debe tener contacto con formaleas ni con el acero de refuerzo si en dado caso el pavimento lo tiene. Los vibradores no deben forzarse a penetrar en el concreto fresco, sino dejar que se abra paso por sí solo y al momento de retirarlo debe ser lentamente para evitar la formación de cavidades y burbujas de aire. Asimismo se debe procurar que el concreto llene todas las esquinas de las formaleas.

Para facultar unas buenas condiciones de curado del concreto, pueden usarse cualquiera de los siguientes métodos.

1. Riego continuo con agua.
2. Inundación con agua.
3. Cubrir el concreto con yute húmedo, película plástica, papel de curado impermeable, fibras de polietileno blanco, arena o tierra mojada (con un espesor mínimo de cinco centímetros).
4. Uso de compuestos líquidos para curación con membrana para retener la humedad original del concreto húmedo.
5. Curado a vapor cuando el miembro de concreto es hecho en fábrica. El tiempo de curado por este método es de un día, el cual es corto comparado con los cinco o siete días que se necesitan cuando se utilizan los otros métodos.

El curado del concreto, debe ser como mínimo de siete días, por medio del riego continuo de agua.

Respecto a los líquidos de curado, la película debe ser continua y uniforme, prefiriéndose los líquidos de color rojo. La dosificación puede hacerse según instrucciones del fabricante pero nunca menos de un galón por cada 150 pies<sup>2</sup> de fundición (1 litro/3.6 m<sup>2</sup>), debiéndose dar dos aplicaciones, una capa al haber sido colocado el concreto y la segunda al fraguar y secar la primera capa. Los compuestos líquidos deben cumplir con la norma AASHTO M 148.

En climas calurosos se debe humedecer continuamente el concreto recién fundido mínimo 24 horas desde el momento de acabarlas y luego proceder a aplicar los líquidos. A temperatura ambiente mayor de 32 grados centígrados o con viento seco no es recomendable el uso exclusivo de líquidos de curado.

Para el acabado final de las losas de concreto, se deben usar guías de madera o metal con la superficie superior ajustada al bombeo lateral requerido para la vía. El rastre debe ser resistente y rígido para poder conservar su forma bajo cualquier condición de trabajo.

Una vez que el concreto haya endurecido lo suficiente, debe darse a la superficie una capa de mortero de tres partes de arena por una parte de cemento y un acabado de barrido por medio de escobas, cepillos, lona, brin u otro aditamento adecuado, de orilla a orilla de la losa fundida siguiendo la pendiente transversal para el bombeo del agua de lluvia. Las corrugaciones deben ser de orilla a orilla siguiendo la pendiente transversal para el bombeo de agua de lluvia. Las corrugaciones obtenidas por este medio no deben ser mayores de 0.5 cm, sin partes porosas, irregularidades, depresiones o ratoneras.

De cuatro a doce horas después de colocado el concreto, se procederá al aserrado de las juntas procurando de esta manera evitar el desgaste prematuro del equipo de aserrado. Las juntas del pavimento técnicamente deben ser hechas con una cortadora de concreto con discos de punta de diamante en la parte exterior de las losas.

Toda junta debe de ser rellenada con material que cumpla con la norma AASHTO M-173, "relleno vertido en caliente" con la finalidad de evitar la filtración de agua hacia las capas inferiores. Los surcos hechos con la cortadora deben estar limpios y secos antes de verter en ellos el sello elastómero y no permitir el desbordamiento o túmulos de material sobre todo en el sentido transversal.

Al tránsito se le puede permitir el paso al transcurrir como mínimo catorce días de fraguado y curado el concreto, si las probetas del concreto usado en la fundición dan una resistencia del módulo de ruptura de 500 PSI como mínimo. De haberse utilizado acelerantes para el curado del concreto puede disminuirse este tiempo a siete días.

Los ensayos de laboratorio para los componentes del concreto deberán hacerse según la siguiente descripción.

Un ensayo de abrasión para el agregado grueso por cada 10 000 m<sup>3</sup> para material natural y uno por cada 20 000 m<sup>3</sup> para materiales manufacturados.

Un ensayo de granulometría para ambos tipos de agregado por cada 50 m<sup>3</sup> en los primeros 500 m<sup>3</sup> de material producido y luego un ensayo por cada 100 m<sup>3</sup> producidos.

Un ensayo de desgaste por sulfato de sodio por cada 10 000 m<sup>3</sup> para material natural o uno por cada 20 000 m<sup>3</sup> para materiales manufacturados.

Los componentes del concreto deben cumplir con los requerimientos de la sección V.1.4.

El cemento debe reinspeccionarse y reensayarse cuando se cambie de marca o tipo. El agua debe reinspeccionarse cuando se cambie de fuente de abastecimiento.

Se deben probar dos y preferentemente tres probetas para la prueba de determinación de la resistencia a compresión y tres probetas para el ensayo a flexión por cada 50 m<sup>3</sup> colocados de concreto y nunca menos de un muestreo por cada 120 m<sup>3</sup> de concreto colocados diariamente. Estas muestras deben tomarse según lo descrito en AASHTO T-141, y probadas a 7 y 28 días de edad como mínimo. Se acepta la calidad del concreto si los resultados de dichas pruebas dan el 85% de la resistencia estipulada en los planos.

Todos los anteriores requerimientos quedan a criterio del ingeniero supervisor o encargado del proyecto. El seguirlas garantizará una larga vida útil.

## CAPÍTULO VIII ANÁLISIS ECONÓMICO

El costo de un proyecto es un requisito fundamental para determinar su viabilidad, y junto con su proyección para la recuperación de capital, determinan la base para su ejecución o eliminación. El costo de todo proyecto debe ser lo más realista posible, esto sin descuidar la economía que se debe buscar y la seguridad que debe ofrecer para cubrir todos los gastos que se requieren para su implementación en la realidad.

### VIII.1. COSTO DEL PAVIMENTO.

En la determinación del costo de un pavimento, el objetivo fundamental es hacer el equilibrio entre lo que es su gasto de construcción más su gasto de mantenimiento y los beneficios del proyecto hacia la comunidad.

El objetivo de todo presupuesto debe ser, determinar la rentabilidad de capital o la recuperación de capital, estimar la posibilidad o conveniencia de la ejecución y servir de base para cualquier contrato.

Para el presupuesto de estos proyectos el pago de personal se incluyó en una sola planilla, junto con el rubro de planillero y bodeguero, el presupuesto incluyó también el pago de prestaciones como el IGSS. Los imprevistos fueron tomados como el 5% del total del gasto de material más mano de obra y los gastos de administración como el 10% de los gastos de material más mano de obra. El rubro de ganancia no se incluye, por el tipo de financiamiento con que se cuenta.

Los precios unitarios de mano de obra y materiales fueron aumentados desde un 10 hasta un 30% según experiencia previa, pues así se garantiza que el presupuesto calculado sí cubrirá todos los gastos aún con grandes fluctuaciones de la moneda. Los costos que se han asignado a cada uno de los renglones de trabajo son precios que se juzgan vigentes.

Estos proyectos fueron hechos por administración (o sea que no se contrató a ninguna empresa para su construcción) con fondos de aporte del gobierno. A continuación se presenta el presupuesto estimado para estos proyectos de pavimentación.

Municipalidad de El Progreso, departamento de Jutiapa, 5 de diciembre de 1994.  
Proyecto: Pavimento "calzada salida a Jutiapa".  
Presupuesto: UN MILLÓN TRES CIENTOS CUARENTA Y CUATRO MIL OCHOCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO QUETZALES EXACTOS (O 1 344 854.00).  
Fondos: Aporte gobierno (8%).  
Unidad ejecutora: Municipalidad.

No.	Reglón	Unidad	Cantidad	Precio/U	Costo	TOTAL
<b>A. MATERIALES</b>						
01	Planchas de concreto	m <sup>3</sup>	1960			
	Arena	m <sup>3</sup>	1000	Q65.00	Q65000.00	
	Piedrín	m <sup>3</sup>	1568	Q120.00	Q188160.00	
	Cemento	bolsa	23520	Q24.00	Q565480.00	
	Sello de junta	ml	4700	Q6.00	Q28200.00	
	Sello antisol	Gl	350	Q20.00	Q7000.00	
	Formaleta (2x8x10)	U.	400	Q25.00	Q10000.00	
	Agua p/fundición	Lt	150000	Q0.04	Q6000.00	<u>Q. 868840.00</u>
02	Bordillo	ml	2244			
	Arena	m <sup>3</sup>	60	Q65.00	Q3900.00	
	Piedrín	m <sup>3</sup>	80	Q120.00	Q9600.00	
	Cemento	bolsa	1200	Q24.00	Q28800.00	
	Formaleta (2x8x10)	U.	60	Q25.00	Q1500.00	<u>Q. 43800.00</u>

03	Tragantes	U.	16			
	Ladrillo tayuyo	millar	8	Q500.00	Q4000.00	
	Arena	m <sup>3</sup>	16	Q65.00	Q1040.00	
	Piedrín	m <sup>3</sup>	12	Q120.00	Q1440.00	
	Cemento	bolsa	160	Q24.00	Q3840.00	
	Hierro no.3	qq	10	Q100.00	Q1000.00	
	Rejilla	U.	16	Q100.00	Q1600.00	
	Tubo cemento 12"	U.	100	Q30.00	Q3000.00	<u>Q15920.00</u>
04	Arena Ottowa	bolsa	1	Q1500.00	Q1500.00	
	Cono plástico	U.	1	Q300.00	Q300.00	<u>Q1800.00</u>
				TOTAL MATERIALES.....		<u>Q930360.00</u>
	B. MANO DE OBRA					
01	Trazo y estaqueado	m <sup>2</sup>	9800	Q2.00	Q19600.00	
02	Corte de subbase	m <sup>3</sup>	1960	Q30.00	Q58800.00	
03	Escarificación base	m <sup>2</sup>	9800	Q5.00	Q49000.00	
04	Tendido y compactación	m <sup>2</sup>	9800	Q5.00	Q49000.00	
05	Riego de agua	m <sup>2</sup>	9800	Q1.00	Q9800.00	
06	Planchas de concreto	m <sup>3</sup>	1960	Q35.00	Q68600.00	
	Formaleta	ml	5000	Q2.00	Q10000.00	
07	Bordillo	m <sup>3</sup>	100	Q35.00	Q3500.00	
	Formaleta	ml	1200	Q2.00	Q2400.00	
08	Tragantes	U.	16	Q500.00	Q8000.00	<u>Q278700.00</u>
				TOTAL MANO DE OBRA.....		<u>Q278700.00</u>

R E S U M E N

TOTAL RENGLONES.....	Q1209060.00
HERRAMIENTA.....	Q 4000.00
IGSS.....	Q 13194.00
MAQUINARIA (mezcladora,vibrocompactador,vibrador)..	Q 50000.00
COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES.....	Q 6000.00
IMPREVISTOS.....	Q 50000.00
GASTOS DE ADMINISTRACIÓN.....	Q 12600.00
<b>TOTAL.....</b>	<b><u>Q1344854.00</u></b>

SON UN MILLÓN TRESCIENTOS CUARENTA Y CUATRO MIL OCHOCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO QUETZALES EXACTOS.

Municipalidad de El Progreso, departamento de Jutiapa, 5 de diciembre de 1995.

Proyecto: Pavimento "calzada salida a Jalapa".

Presupuesto: OCHO CIENTOS TREINTA MIL TRESCIENTOS VEINTISIETE QUETZALES EXACTOS (Q 830 327.00).

Fondos: Aporte gobierno (8%).

Unidad ejecutora: Municipalidad.

No.	Reglón	Unidad	Cantidad	Precio/U	Costo	TOTAL.
A. MATERIALES						
01	Planchas de concreto	m <sup>3</sup>	960			
	Arena	m <sup>3</sup>	576	Q65.00	Q37440.00	
	Piedrín	m <sup>3</sup>	780	Q120.00	Q93600.00	
	Cemento	bolsa	11520	Q24.00	Q276480.00	
	Sello de junta	ml	2600	Q6.00	Q15600.00	
	Sello antisol	Gl	220	Q20.00	Q4400.00	
	Formaleta (2x8x10)	U.	300	Q25.00	Q7500.00	
	Agua p/fundición	Lt	100000	Q0.04	Q4000.00	<u>Q439020.00</u>



02	Bordillo	ml	1300				
	Arena	m <sup>3</sup>	36	Q65.00	Q2340.00		
	Piedrín	m <sup>3</sup>	48	Q120.00	Q5760.00		
	Cemento	bolsa	720	Q24.00	Q17280.00		
	Formaleta (2x8x10)	U.	50	Q25.00	Q1250.00	<u>Q26630.00</u>	
03	Tragantes	U.	60				
	Ladrillo tayuyo	millar	30	Q500.00	Q15000.00		
	Arena	m <sup>3</sup>	60	Q65.00	Q3900.00		
	Piedrín	m <sup>3</sup>	45	Q120.00	Q5400.00		
	Cemento	bolsa	600	Q24.00	Q14400.00		
	Hierro no.3	qq	30	Q100.00	Q3000.00		
	Rejilla	U.	60	Q100.00	Q6000.00		
	Tubo cemento 12"	U.	360	Q30.00	Q10800.00	<u>Q58500.00</u>	
04	Construcción copante	U.					
	Tubo 39" reforzado	U.	44	Q150.00	Q6600.00		
	Arena	m <sup>3</sup>	3	Q65.00	Q195.00		
	Piedrín	m <sup>3</sup>	3	Q120.00	Q300.00		
	Piedra bola	m <sup>3</sup>	10	Q40.00	Q400.00		
	Cemento	bolsa	30	Q24.00	Q720.00		
	Hierro no.3	qq	5	Q100.00	Q500.00	<u>Q8715.00</u>	
05	Arena Ottowa	bolsa	1	Q1500.00	Q1500.00		
	Cono plástico	U.	1	Q300.00	Q300.00	<u>Q1800.00</u>	
				TOTAL MATERIALES.....		<u>Q534725.00</u>	

B. MANO DE OBRA							
01	Trazo y estaqueado	m <sup>2</sup>	4800	Q2.00	Q9600.00		
02	Corte de subbase	m <sup>3</sup>	960	Q30.00	Q28800.00		
03	Escarificación base	m <sup>2</sup>	9800	Q5.00	Q24000.00		
04	Tendido y compactación	m <sup>2</sup>	4800	Q5.00	Q24000.00		
05	Riego de agua	m <sup>2</sup>	4800	Q1.00	Q4800.00		
06	Planchas de concreto	m <sup>3</sup>	960	Q35.00	Q33600.00		
	Formaleta	ml	9000	Q2.00	Q18000.00		
07	Bordillo	m <sup>3</sup>	60	Q35.00	Q2100.00		
	Formaleta	ml	1300	Q2.00	Q2600.00		
08	Tragantes	U.	60	Q500.00	Q30000.00		
	Construcción copante	U.	1	Q3000.00	Q3000.00	<u>Q180500.00</u>	
				TOTAL MANO DE OBRA.....		<u>Q180500.00</u>	

#### R E S U M E N

TOTAL RENGLONES.....	Q 715225.00
HERRAMIENTA.....	Q 4000.00
GIS.....	Q 9102.00
MAQUINARIA (mezcladora, vibrocompactador, vibrador) ..	Q 50000.00
COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES.....	Q 5000.00
IMPREVISTOS.....	Q 40000.00
GASTOS DE ADMINISTRACIÓN.....	Q 7000.00
<b>TOTAL.....</b>	<b><u>Q 830327.00</u></b>

SON OCHOCIENTOS TREINTA MIL TRESCIENTOS VEINTISIETE QUETZALES EXACTOS.

## VIII.2. RECUPERACIÓN DE CAPITAL.

Un gran problema para los analistas de proyectos es que la atención en su mayoría es prestada a los costos de capital, costos que son inmediatos; pero casi ninguna a lo que se refiere a los costos de operación y mantenimiento, que deben ser cubiertos para incluirlo en la recuperación del capital.

Es responsabilidad fundamental para el ingeniero o proyectista, determinar si un sistema proyectado se justifica o no económicamente, o si rendirá un fase de funcionamiento eficiente con un servicio adecuado.

El objetivo fundamental en esta sección es determinar montos para recuperar no solo la inversión de capital sino también los intereses que este capital generaría.

En esta sección se analiza el proceso de recuperación de capital, por medio de amortizaciones que el vecino tendría que cancelar a la municipalidad por ser el ente constructor y financiero.

Para este cálculo, es necesario conocer el costo real del proyecto, pues el presupuesto es un costo nominal susceptible de ser afectado por muchos factores como lo es la devaluación de la moneda, aumento de precios en los material o mano de obra y otros factores fuera del control de la unidad ejecutora. El costo real es el gasto global final invertido en la ejecución del proyecto.

La recuperación de capital se calculará haciendo un costo unitario por metro cuadrado de pavimento, y así cada vecino pagará proporcionalmente según el área frente a su vivienda, las bocacalles se repartirán por igual entre el numero total de vecinos para su pago y los terrenos sin construcción se tendrá que tomar la decisión sobre si se pagarán las amortizaciones desde el momento de la terminación del pavimento o cuando ya se proceda a construir en dichos terrenos.

El procedimiento para este análisis consiste en convertir el costo unitario actual por metro cuadrado de pavimento en amortizaciones de fin de período mensualmente, durante cinco años.

Se utilizará la siguiente ecuación.

$$\text{RENTA} = \text{VALOR ACTUAL} \times \text{CRF}$$

$$\text{CRF} = \frac{i(1+i)^n}{((1+i)^n - 1)}$$

Donde "i" es el interés efectivo en el período de estudio de las amortizaciones (i debe estar expresado como un número entero), "n" es el número de amortizaciones que se deben hacer durante el período de recuperación de capital.

El proceso de amortización se hará para un período de cinco años, con una tasa interna de retorno igual a 9.5% anual (aproximadamente 0.79% mensual).

Como un caso de aplicación para el cálculo por metro cuadrado de pavimento, se hace el procedimiento tomando en cuenta el presupuesto y el área pavimentada de los proyectos objeto de esta tesis.\*

Datos.

- Costo estimado, por metro cuadrado de pavimento, Q98.09 (a noviembre de 1994).
- La tasa inflacionaria para Guatemala aproximadamente es del 9.5% anual.
- El período de recuperación de capital se fijará en cinco años.
- El valor presente se convertirá en rentas equivalentes de fin de período.

$$\text{Renta} = \text{valor presente} \times \text{CRF}_{(9.5\% - 5)}^{**}$$

$$\text{Renta} = \text{Q98.09} \times \frac{0.095(1+0.095)^5}{((1+0.095)^5 - 1)}$$

$$\text{Renta} = \text{Q98.09} \times 0.26044$$

$$\text{Renta} = \text{Q25.55} \text{ quetzales pagados anualmente.}$$

$$\text{Renta} = \text{Q25.55} \text{ anuales/12 meses} = \text{Q2.13} \text{ pagados mensualmente.***}$$

A cada vecino se le medirá el frente de su casa y con base a esta área multiplicada por Q2.13 será el valor de las amortizaciones que se deberán cancelar a la municipalidad mensualmente.

\* Este procedimiento debe actualizarse al momento de ponerlo en práctica pues la tasa de interés y el período de recuperación de capital pueden variar según el criterio de las autoridades municipales y a la vez que el costo real de pavimento puede dar un valor distinto al tomado para este ejemplo.

\*\* Factor de recuperación de capital para un interés de 9.5% y cinco períodos de amortizaciones.

\*\*\* Se recomiendan amortizaciones mensuales, pues cuotas de fin de año el vecino las tomará como un valor muy alto a pagar.

### VIII.3. RENDIMIENTOS.

En el proceso de presupuestar hay que tener presente el rendimiento de mano de obra y de material, pues los datos de precios unitarios pueden obtenerse consultando los salarios mínimos y máximos vigentes, los que en ese momento disponga la cámara guatemalteca de la construcción o en su defecto con base a los salarios que en ese tiempo se paguen en la región de ubicación de los proyectos a realizar.

Los parámetros principales a tomar en cuenta que influyen en el precio de los materiales son los siguientes.

- Dificultad en el acceso.
- Topografía accidentada.
- Mala calidad del subsuelo.
- Falta de agua.
- Construcciones viejas a demoler.
- Bosques o árboles a talar.

Para calcular el precio de los materiales tomar en cuenta para su requisición.

- Material perdido en el transporte.
- Material perdido en la preparación de la mezcla.
- Material perdido debido a las exigencias de la construcción.
- Transporte del material al punto de la obra, carga y descarga.

Para calcular el valor de adquisición del equipo para la construcción tomar en cuenta que la inversión en el equipo debe pagar por lo menos su costo de operación. Para la adquisición de equipo tomar en cuenta.

- Costo inicial del equipo.
- Conservación y mantenimiento.
- Adquisición de repuestos.
- Combustibles y lubricantes.
- Valor de rescate.
- Duración del equipo.
- Posibilidad de que cumpla el requerimiento de ejecución del proyecto.
- Tipo de obra en el que se empleará.
- Seguridad y funcionamiento.

Para el costo del transporte por medio de camiones tomar en cuenta lo siguiente.

- El consumo de combustible es de 0.25 a 0.50 litros por kilómetro.
- Los lubricantes se toman como el 10% del gasto de combustible.
- Los neumáticos se toman como el 30% del gasto de combustible.
- Las reparaciones y mantenimiento son el 100% del gasto de combustible.

Para la requisición de materiales para la manufactura de mezclas de concreto con la proporción 1:2:3:0.40, del total de metros cúbicos a construir se multiplicará por 0.43 para determinar el valor en metros cúbicos de arena a pedir, y multiplicando el valor de metros cúbicos de concreto por 0.64 se obtendrá la cantidad de metros cúbicos de agregado grueso a pedir.

Estos valores pueden usarse para mezclas solamente de ese proporcionamiento, pero en cada proyecto debe hacerse el diseño de su mezcla y así poder hallar coeficientes característicos para cada concreto.

Para la fabricación del concreto para las losas, la mano de obra se puede agrupar en cuadrillas de trabajo como a continuación se describe.

- Un peón se encarga de llenar parihuelas con arena.
- Un peón se encarga de llenar parihuelas con piedrín.
- Dos peones se encargan de verter el piedrín y arena en la mezcladora.
- Un peón se encarga de verter el cemento en la mezcladora.
- Un albañil es el encargado de operar la mezcladora, controlar el tiempo de mezclado y verter la cantidad de agua exacta en la mezcladora.

Los peones que se encargan de llenar parihuelas con arena y piedrín, al momento de tener mezclado el concreto, tendrán de transportar el concreto con carretilla de mano hasta el lugar donde se depositará el concreto, procurando no segregarlo.

Un segundo albañil es el encargado de vibrar el concreto, e ir dirigiendo el trabajo de fundición, asimismo será el encargado de dar el acabado final a la losa y verificar el curado adecuado del concreto.

Lo anterior da una cuadrilla integrada por cinco peones y dos albañiles que en promedio en trabajos a destajo funden cuatro losas diariamente. Con las características mostradas en los planos para estos proyectos, cada losa necesita 3.06 m<sup>3</sup> de concreto para ser fundida incluyendo su respectivo bordillo.

El tiempo promedio para fundición de cada losa es de 43 minutos efectivos.

Para este proporcionamiento se necesitan en promedio una cantidad de seis galones de agua por cada saco de cemento en la mezcla.

Siete galones de líquido para curado del concreto cubren un área promedio de 10 losas (losas de 3.50 m de ancho por 4.00 m de largo).

Una mezcladora consume un galón de gasolina para fundir tres losas.

## CONCLUSIONES

1. La evaluación de las condiciones de trabajo para la realización de todo proyecto de ingeniería, es determinante en la evaluación de los costos y por lo tanto de la viabilidad para su ejecución. Es por ello que todo proyectista debe tomar en cuenta lo anterior, para evitar problemas de tipo financiero.

2. En todo proyecto vial, y más aún en todo proyecto de infraestructura el estudio topográfico, tiene un lugar muy importante. Es por lo tanto muy conveniente tener un compendio de método y procedimientos que, adecuados al caso de aplicación, den resultados confiables.

3. El conocer el procedimiento de diseño de losas de pavimentos rígidos, según la PCA es indispensable, pues se busca evitar el empirismo que ha caracterizado la construcción de este tipo de obras, en muchos lugares del interior de la república.

4. Uno de los pasos más determinantes en la ejecución de proyectos de carreteras, es poder llevar al campo lo plasmado en los planos de diseño. Como regla fundamental, debe procurarse la construcción fiel de lo plasmado en planos para lograr llenar los objetivos del trabajo y estudio realizado.

5. Como todo trabajo, tanto del ente constructor como del supervisor, es necesario, el control periódico de las cualidades de los materiales, tanto para las capas de sustentación del pavimento como para las propias losas de concreto, para lograr elementos de calidad que cumplan con un servicio satisfactorio, para el período de diseño para el que fueron construidos.

6. El factor económico ha hecho, que muchos proyectos no se lleguen a realizar. Lo anterior lleva a la opción de tener que recurrir a los propios habitantes beneficiados para que ellos sean el ente financiero de los proyectos.

7. El programa de EPS de la facultad de ingeniería, como todo programa tiene sus limitaciones, pero se logran grandes beneficios para toda comunidad que necesite soluciones viables a sus problemas y carencias. Los beneficios que se logran en la comunidad de parte del programa, dan como resultado optimizar los recursos, dando proyectos que benefician al mayor número de población con el menor costo posible.

8. El trabajo realizado en la municipalidad de El Progreso, durante el período de planificación y estudio de los proyectos objeto de esta tesis, debe servir de imitación para otras municipalidades, pues con pocos recursos y un poco de apoyo técnico por parte de profesionales, se pueden realizar proyectos sin la intervención de entidades privadas con fines de lucro, además de proporcionar fuentes de trabajo a los trabajadores de la región, y desarrollar nuevos proyectos a consecuencia de la realización de otros.

## RECOMENDACIONES

1. El municipio cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable, de los mejores en toda el área del oriente del país, de manera que es imprescindible un sistema que le provea el tratamiento adecuado a las aguas negras. Los sistemas actuales para las aguas negras contraponen las condiciones ideales, para la prevención de enfermedades. Se recomienda implementar sistemas de saneamiento ambiental que tiendan a la conservación del ambiente, evitando la contaminación de fuentes de agua que sean potenciales soluciones a la falta de agua de otras comunidades.

2. El sistema de alcantarillado, del municipio, necesita un replanteo, por haber alcanzado el fin de su período de diseño. Se recomienda que el nuevo diseño tome en cuenta el existente y chequear de parte de la municipalidad la conexión domiciliar a la alcantarilla, ya sea ésta del tipo separativa o combinada, tratando de evitar en lo máximo las conexiones ilícitas.

3. Con la construcción de los proyectos de pavimentación de esta tesis, se estaría comunicando plenamente el área urbana principal del municipio. Sin embargo, aún así faltan muchas calles por pavimentar. Para esas calles sin pavimento, se recomienda que los conceptos, normas y procedimientos contenidos en este trabajo sean tomados en cuenta para nuevos proyectos viales.

4. El factor económico será el factor de mayor influencia, para decidir la construcción de cualquier proyecto de infraestructura. Se recomienda que para obtener datos valederos en la decisión, se haga un análisis económico que incluya no solamente el valor de la construcción inmediata, sino además los costos de mantenimiento. Los costos por mantenimiento sino son tomados en cuenta, pueden dar la pauta para determinar que un tipo de pavimento, puede dar un costo menor respecto a otro.

5. El uso de normas y procedimientos estandarizados por la AASHTO Y ASTM, y los requisitos establecidos en las normas guatemaltecas, es lo más recomendable para la construcción de todo tipo de construcción vial, ya que ellos resumen los procedimientos que por largos períodos de prueba han evaluado de manera satisfactoria a los materiales. Es recomendable que toda persona que necesite evaluar materiales en laboratorio, consulte dichos reglamentos y haga sus ensayos según lo descrito, ya que las traducciones y traspaso de información pueden cambiar la forma de ensayar los materiales, dando como resultado, datos incorrectos.

6. El diseño de un pavimento, no importando su tipo, tiene como dato principal para el diseño, el tránsito vehicular. La falta de datos confiables para el diseño, puede dar como resultado, proyectos sobrediseñados que tengan costos mucho más altos de lo permisible, o proyectos que no cumplan con el período de servicio para el que fueron diseñados. Para evitar lo anterior se recomienda, llevar conteos periódicos de tránsito vehicular, no muy frecuentes, pero sí periódicos, para obtener datos confiables para el diseño.

## BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-83) y comentarios. Traducido por el instituto mexicano del cemento y del concreto. Segunda edición . México: editorial Noriega Limusa. 1988. 597 páginas.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. Standard specifications for transportation materials and methods of sampling and testing, (part I specifications and part II tests). Sin lugar de impresión, decimosexta impresión 1993, 948 páginas.

ÁNCCKERMAN ÁLVAREZ, Enrique. Manual de laboratoristas de suelos en construcción de carreteras. Tesis de ingeniero civil: facultad de ingeniería, universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1965, 231 páginas.

BOWLES, JOSEPH E. Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. Traducido por Aquiles Arrieta G. México: Editorial McGraw Hill. 1973, 235 páginas.

DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS, MINISTERIO DE COMUNICACIONES Y OBRAS PUBLICAS. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. República de Guatemala, impresos industriales. 1975, 352 páginas.

HAY, William W. Ingeniería de transporte. Primera edición, México: Editorial Limusa. 1983. 739 páginas.

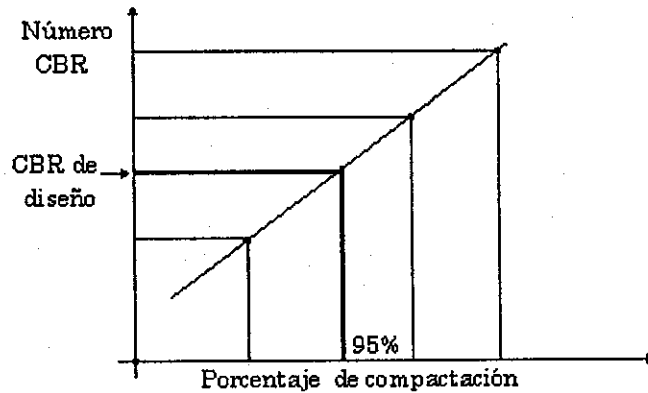
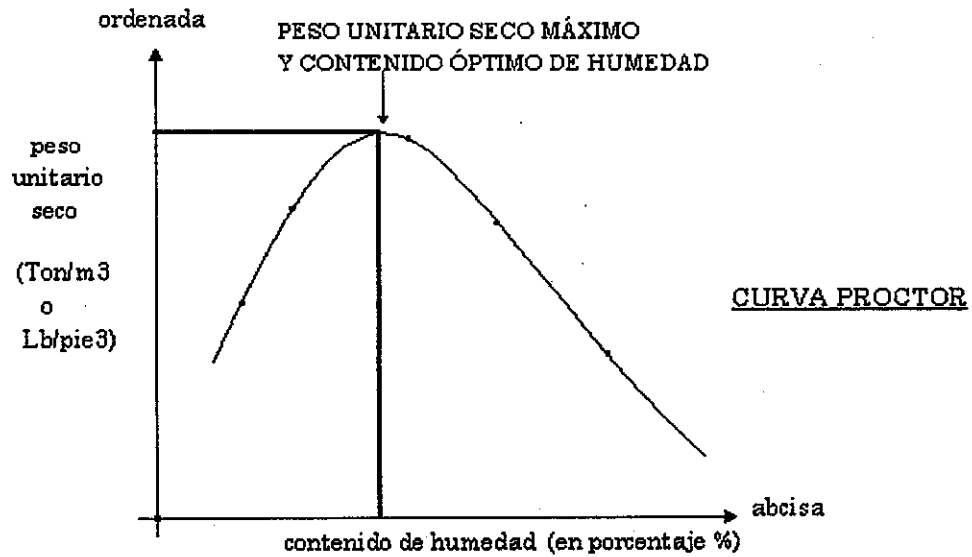
NAWY, Edward G. Concreto reforzado. Traducido por Fernando Fournier Montiel. México: Editorial Fuentes impresores S.A. 1985. 743 páginas.

PECK, et. al. Ingeniería de cimentaciones. Traducido por José Luis Lepe Saucedo. México: Editorial Limusa Noriega Editores. Sexta reimpresión 1993. 558 páginas.

PÉREZ MÉNDEZ, Augusto René. Metodología para el diseño geométrico de carreteras. Tesis de ingeniero civil: facultad de ingeniería, universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1989, 112 páginas.

Anexo 1  
Valores de laboratorio de suelos.

	MUESTRA No. 71	MUESTRA No. 15	MUESTRA No. 3
CBR a 95% de compactación	71	15	62
Hinchamiento	0.0	0.94 %	0.0
Porcentaje de abrasión	20 %	60 %	15.0 %
Límite líquido	0.0	37.6	0.0
Índice de plasticidad	0.0	15.7	0.0
Equivalente de arena	56.5 %	23.1 %	41.7 %
Porcentaje de partículas alargadas	2.0 %	15 %	5.0 %
Cumple con graduación	C-1	ninguna	C-1



Nota: las normas guatemaltecas, piden como requisito que el número CBR sea el valor de penetración del pistón, a una penetración de 0.1 plg, ensayado en una probeta, cuya muestra de suelo esté compactado a un 95 % respecto a su máximo peso unitario seco.



Anexo 2  
**HOJA DE CONTROL PARA TRÁNSITO CLASIFICADO**  
 Volúmenes horarios de tránsito clasificado.

Estación: \_\_\_\_\_ Día: \_\_\_\_\_ Mes: \_\_\_\_\_ Año: \_\_\_\_\_ Ciclo: \_\_\_\_\_ Ruta: \_\_\_\_\_ Km: \_\_\_\_\_

**TIPO DE VEHÍCULO**

HORA	1	2	3	4	5	6	7	8	T.D.V.	T.V.P.
0-1										
1-2										
2-3										
3-4										
4-5										
5-6										
6-7										
7-8										
8-9										
9-10										
10-11										
11-12										
12-13										
13-14										
14-15										
15-16										
16-17										
17-18										
18-19										
19-20										
20-21										
21-22										
22-23										
23-24										
<b>TOTAL</b>										

CLAVE: 1. Automóviles, páneces y Jeeps; 2. Pick-ups; 3. Camiones medianos (de dos ejes); 4. Camiones de tres ejes o más; 5. TS; 6. Microbuses 7. Buses; 8. Otros.

Nomenclatura: T.D.V. TOTAL DE VEHÍCULOS; T.V.P. TOTAL DE VEHÍCULOS PESADOS.

Anexo 3  
Programa para cálculo de curvas horizontales.

```
5 CLEAR
10 PRINT "ESTE PROGRAMA CALCULA CURVAS HORIZONTALES POR MEDIO DEL MÉTODO DE
  DEFLEXIONES UNITARIAS"
20 INPUT "GRADO DE CURVATURA G [°]";G,"ÁNGULO CENTRAL DELTA [°]";DELTA
30 PRINT "DATOS DEL PRINCIPIO DE CURVA"
40 INPUT "Km";KM,"m";M
50 LC=(20*DELTA)/G
55 PC=KM*1000+M
60 PT=KM*1000+M+LC
70 PY=PT/1000
75 SETF2
80 PRINT "PRINCIPIO DE TANGENTE PT"; INTPY; "Km+";(FRACPY)*1000;"m"
90 R=(1145.91559/G):ST=R*TAN(DELTA/2)
100 PRINT "RADIO";R;"m","SUBTANGENTE";ST;"m"
105 V=(PR-PC)/10+1
110 PRINT "ESTACIÓN MÚLTIPLO DE DIEZ QUE SE SIGUE AL PRINCIPIO DE CURVA?"
120 INPUT "Km";KMU,"m";MU
130 PU=KMU*1000+MU
135 L=ABS(PC-PU)
140 DU=(DELTA/2)/LC
150 PRINT "DEFLEXIÓN UNITARIA";DMS$(DU)
155 FOR I=1 TO V
160 ALFAM=DU*L
170 C1=2*R*SIN(ALFAM)
173 ESTA=(L+PC)/1000
175 PRINT "ESTACIÓN";INTESTA;"km +";(FRACESTA)*1000;"m"
180 PRINT "Ángulo";DMS$(ALFAM);"CUERDA";C1;"m"
190 L=L+10
200 IF (L+PC)>PT THEN GOTO 215
205 PU=PU+10
210 NEXT I
215 J=(PT-PU)
220 BETAM=DU*J
230 PRINT "BETA/2";DMS$(BETAM)
240 PRINT "ALFA/2 + BETA/2="; ALFAM+BETAM;"DELTA/2=";DELTA/2
260 PRINT "CHEQUEA"
270 C1=2*R*SIN(DELTA/2)
273 PW=PT/1000
275 PRINT "ESTACIÓN DEL PRINCIPIO DE TANGENTE PT";INTPW;"Km +";(FRACPW)*1000;"m"
280 PRINT "ÁNGULO";DMS$(DELTA/2);"CUERDA";C1;"m"
290 SETN
```

En la línea 20 pregunta sobre el grado de curvatura, este grado de curvatura se toma como el ángulo que da una longitud de curva de 20 metros, entre más cerrada es la curva más pequeño es el valor de G, varía desde 3 hasta 10 para una curva en una carretera muy transitada o desde 24 hasta 60 en carreteras de bajo volumen y terreno montañoso según la tabla VI.4. En la misma línea pregunta el ángulo central D, el cual varía desde 0 a 90 grados. En la línea 30 pregunta sobre el principio de curva, luego se pregunta sobre el kilómetro en el cual este punto se encuentra y luego el metraje (este dato debe darse inclusive con dos números decimales como mínimo). En la línea 80 se despliega en pantalla el principio de tangente, (este dato es sumar al principio de curva la longitud de curva horizontal). Luego se despliega el radio de la curva y el valor de la subtangente. El siguiente dato que pide es la estación múltiplo de diez que se sigue al principio de curva. Este dato

es importante que se introduzca en su valor exacto, pues es referido a este valor el que servirá para referir las cuerdas y ángulos de las deflexiones, (por ejemplo si el principio de curva es 98km + 987m el valor a introducir será 98 km + 990m). En la línea 150 se despliega el valor de la deflexión unitaria que según las características de la curva representa la deflexión en grados que genera una cuerda de un metro sobre la longitud de curva. Desde la línea 175 se dan los datos para el trazo de la curva, se da la estación a la que corresponde el ángulo y la cuerda calculada. Al final se presenta el valor  $\beta/2$  que representa el valor de la última deflexión de la curva, el chequeo del cálculo es sumar el valor de  $\alpha/2$  más  $\beta/2$  el cual debe ser igual al valor de  $\Delta/2$  (donde  $\Delta$  es el ángulo central de la curva). En la parte final se presenta el valor de la estación del principio de curva con su respectiva cuerda y ángulo.

#### Anexo 4

#### Programa para cálculo de curvas verticales.

```

1 CLEAR
2 REM calcula curvas verticales
5 INPUT "1] Calcula longitud de curva vertical
          2] Calcula elevaciones de curva vertical
          3] Calcula colocación de tubería"; K
6 IF K=1 THEN GOTO 10
7 IF K=2 THEN GOTO 500
8 IF K=3 THEN GOTO 800
9 IF K<>1 AND K<>2 AND K<>3 THEN GOTO 5
10 PRINT "Cálculo de la longitud de curva vertical"
20 INPUT "PENDIENTE DE ENTRADA [%] ="; PEND1,
          "PENDIENTE DE SALIDA [%] ="; PEND2,
          "VELOCIDAD DE DISEÑO [KPH]="; V,
          "FACTOR DE CURVA ="; K,
30 A = ABS (PEND2 - PEND1)
40 LCV = 30 * A
50 PRINT "LONGITUD DE CURVA apariencia = "; LCV; "m"
60 PRINT "AJUSTAR PARA TRABAJAR CON ESTACIONES MÚLTIPLOS DE 10 m"
70 INPUT "LONGITUD DE CURVA ajustada = "; LCV
80 IF LCV/A < 30 THEN PRINT "NO CHEQUEA APARIENCIA": GOTO 60
90 IF LCV/A < V^2/395 THEN PRINT "NO CHEQUEA COMODIDAD" : GOTO 60
100 IF LCV/A > 43 THEN PRINT "NO CHEQUEA DRENAJE" : GOTO 60
110 LCVseg = K * A
120 IF LCVseg > LCV THEN PRINT "NO CHEQUEA SEGURIDAD" : GOTO 60
130 PRINT "CHEQUEA APARIENCIA COMODIDAD SEGURIDAD Y DRENAJE"
135 PRINT "CHEQUEAR CON LA LONGITUD DE CURVA MÍNIMA": GOTO 5
500 PRINT "CÁLCULO DE LAS ELEVACIONES DE CURVA VERTICAL (CADA 10 METROS)"
505 Z=1
510 SET F5
520 INPUT " ESTACIÓN DEL PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL"; PVI,
          " LONGITUD DE CURVA VERTICAL "; LCV,
          " ELEVACIÓN DEL PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL"; ELEV,
          " PENDIENTE DE ENTRADA [%]"; PEND1
          " PENDIENTE DE SALIDA [%]"; PEND2 : Z=1
530 A = (PEND2 - PEND1)
540 PCV = PVI - LCV/2 : PTV = PVI + LCV/2
550 PRINT "PCV ="; PCV, "PTV ="; PTV
555 PEND3 = PEND1 * (-1)
560 IF Z = 2 THEN PEND3 = PEND2
565 IF Z = 3 THEN GOTO 5
570 LONG = 0
580 ELEVTOT = (PEND3*LONG)/100 + ELEV: CORR = ( A/(200*LCV))*(LCV/2-LONG)^2
585 IF Z = 2 THEN PRINT "ESTACIÓN"; PVI + LONG ELSE PRINT "ESTACIÓN"; PVI - LONG

```

```

590 PRINT "SUBRASANTE ="; ELEVTOT;"CORRECCIÓN ="; CORR; "SUBRASANTE CORREGIDA =";
ELEVTOT + CORR
600 LONG = LONG + 10
610 IF LONG <= LCV/2 THEN GOTO 580 ELSE GOTO 620
620 ELEV FIN = (PEND3 * LCV/2)/100 + ELEV
625 IF Z=2 THEN PRINT "PTV ESTACIÓN"; PTV ELSE PRINT "PCV ESTACIÓN"; PCV
630 PRINT "SUBRASANTE ="; ELEVFIN; "CORRECCIÓN = 0.00"
635 Z = Z + 1
640 GOTO 555
800 PRINT " LOCALIZACIÓN DE TUBERÍA PARA DESAGÜE"
803 INPUT " PENDIENTE DE ENTRADA [%]="; PEND1,
" PENDIENTE DE SALIDA [%]="; PEND2,
" LONGITUD DE CURVA VERTICAL =" ; LCV
804 A = ABS (PEND2 - PEND1)
805 IF PEND1 > 0 THEN PRINT " NO ES NECESARIA LA TUBERÍA": GOTO 5
810 L = -PEND1 * LCV/A: P= PCV + L
820 PRINT "DISTANCIA DEL PRINCIPIO DE CURVA A LA TUBERÍA =" ; L; "ESTACIÓN"; P

```

En el menú de la línea 5 se le pregunta al usuario el cálculo que desea hacer, debe seleccionar entre lo que es la longitud de curva vertical, elevaciones de la curva, o la colocación de una tubería de desagüe para aguas pluviales. De haberse seleccionado la primera opción se pregunta en la línea 10 los datos para calcular la longitud de curva, siendo éstos la pendiente de entrada a la curva, la pendiente de salida de la curva (siendo estas pendientes en porcentaje y con su respectivo signo, positivo si la pendiente es de ascenso y negativo si la pendiente es de descenso). Por último pregunta la velocidad de diseño en kilómetros por hora y el factor de curva que está dado según la siguiente tabla.

VELOCIDAD (KPH)	FACTOR DE CURVA K	
	+P \ -P	-P \ +P
30	2	4
40	4	6
50	7	9
60	12	12
70	19	17
80	29	23
90	43	29
100	60	36
110	81	43
120	104	50

Los primeros factores corresponden para pendiente de ascenso a la entrada de la curva y de salida para cuando se sale de la curva. Los segundos valores corresponde para una pendiente de descenso en la entrada de la curva y de ascenso a la salida de la curva.

En la línea 50 se imprime el valor de la longitud de curva calculada según el criterio de apariencia, en la línea 60 se propone ajustar esta longitud de curva de modo que pueda trazarse en el campo en estaciones múltiplos de diez metros de preferencia, pudiéndose trabajar también en estaciones de 20 metros como máximo. En las líneas 89, 90, 100 y 120 se hace el chequeo de la longitud de curva propuesta, referida a la seguridad, comodidad y drenaje; de cumplir con estos chequeos se pasa a imprimir la longitud de curva, de otro modo se tendrá que estimar otra longitud de curva hasta que se cumplan todos los chequeos. De cumplir todos los chequeos se visualizará este mensaje en la línea 130. Por último pide una longitud mínima según el propio criterio de diseño de cada persona.

La segunda opción del menú principal calcula las elevaciones verticales de la curva sobre la longitud de curva calculada previamente. Primeramente pregunta sobre la estación del punto de intersección vertical, que es la distancia longitudinal sobre el alineamiento horizontal, seguidamente

pregunta sobre la longitud de curva que ya fue previamente calculada en la primera opción del menú principal, la línea 520 sigue preguntando sobre la elevación del punto de intersección vertical, el cual es un dato importante pues es sobre esta cota la que servirá de referencia para las elevaciones de todos los puntos de la curva, para determinar este punto es imprescindible tener que contar con los planos de planta perfil detallados en la sección VIII.4. pues en ellos gráficamente este punto se puede determinar no pudiendo determinarlo de otra manera. Por último pregunta sobre la pendiente de entrada y salida las cuales son las mismas que se entraron para el cálculo de la longitud de curva, debiéndose siempre respetar los criterios de signos (positiva cuando la pendiente es en ascenso y negativa cuando la pendiente es en descenso). En la línea 590 se presentan en pantalla los valores referentes a la subrasante, la corrección que ésta necesita y por último la subrasante ya corregida, este último dato es el más importante pues tendrá que aparecer en los planos de diseño, juntamente con los datos de la subrasante actual, para el trazo de la rasante en el campo según lo descrito en la sección VI.3.3. estos datos se presentan para cada diez metros de la subrasante, indicando la estación respectiva y al final se presenta que la subrasante no necesita corrección.

En la línea 800 se calcula la colocación exacta de una tubería de desagüe cuando la curva es con pendiente de descenso en la entrada y pendiente de ascenso en la salida. Para este cálculo solamente se pregunta la pendiente de entrada a la curva en porcentaje, la pendiente de salida y la longitud de curva vertical. De ser la pendiente de entrada positiva el programa indicará que esa tubería no será necesaria.



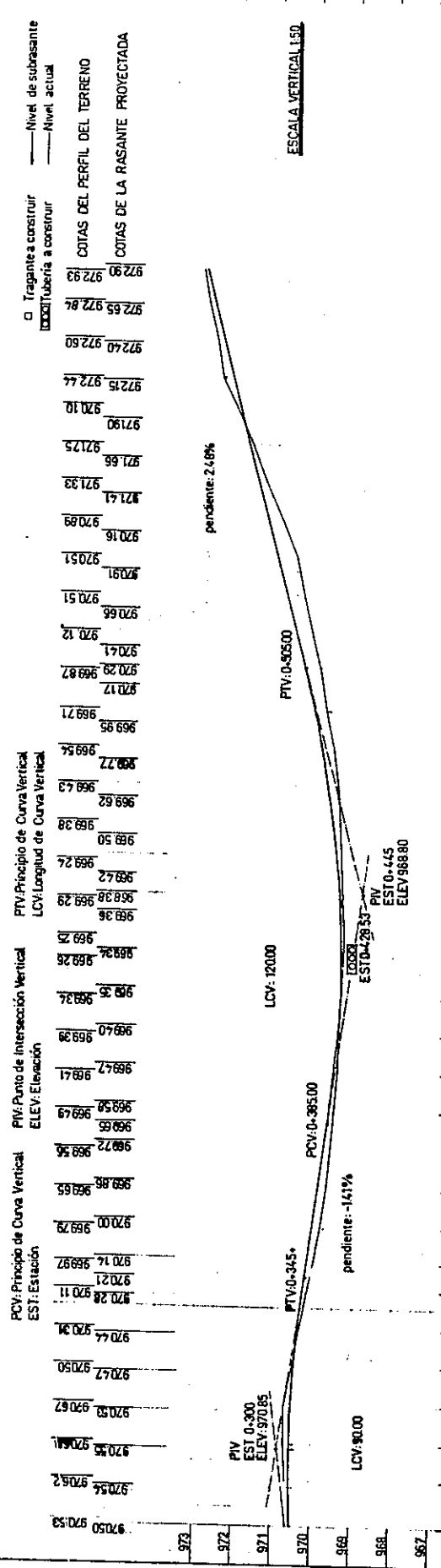
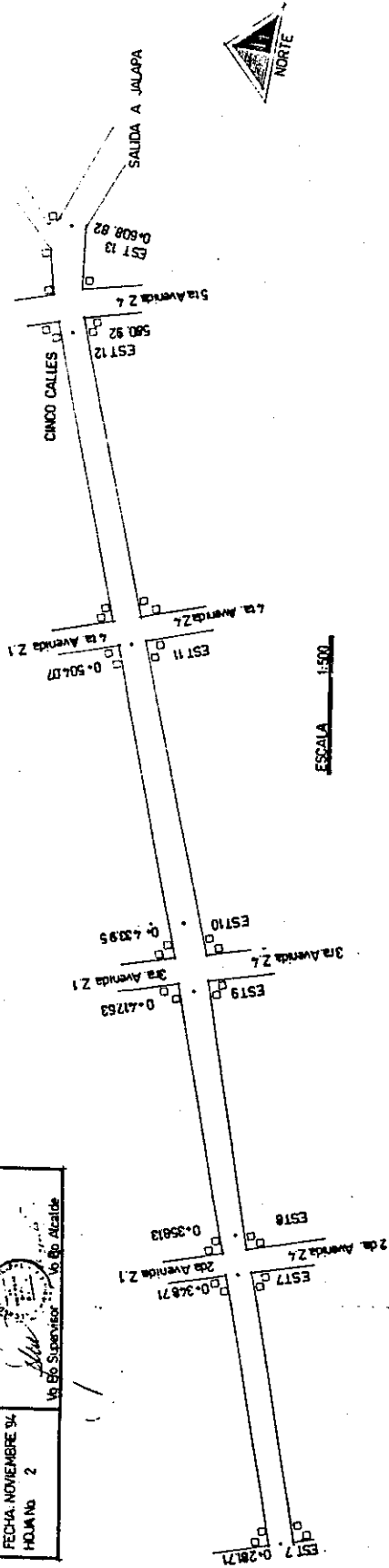


LEVANTO HM  
 DIBUJO: HM  
 FECHA: NOVIEMBRE 94  
 HOJA No. 2

MUNICIPALIDAD DE EL PROGRESO  
 DEPARTAMENTO DE JUTIAPA  
 PROYECTO: DISEÑO PAVIMENTO RIGIDO  
 DE CALZADA SAJAJA A JALAPA

Va. Bto. Supervisor: *[Firma]* Sr. Bto. Alcalde

DEPARTAMENTO DE OBRAS MUNICIPALES  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS



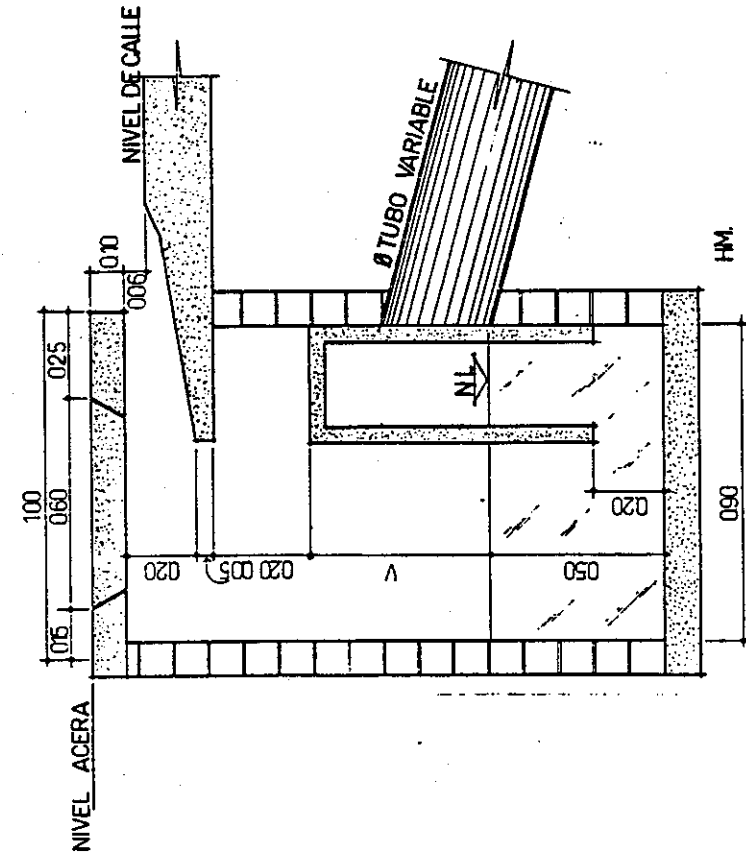
Dimensiones en metros

ESCALA HORIZONTAL 1:500

ESCALA VERTICAL 1:50

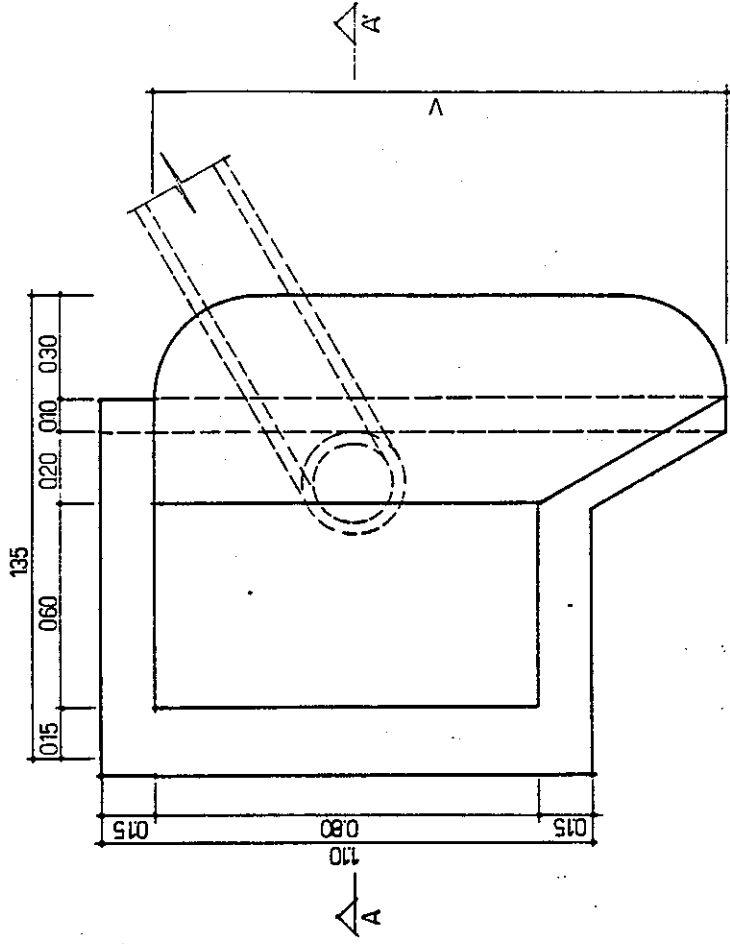
973  
972  
971  
970  
969  
968  
967





SECCION A-A ESCALA 1:10

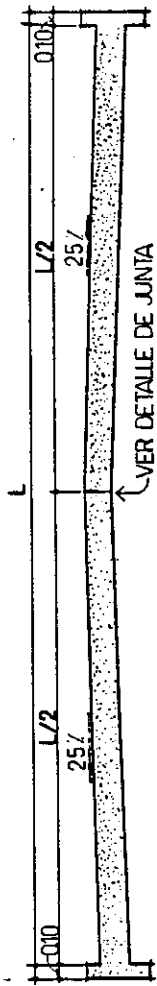
V INDICA VARIABLE, SE RECOMIENDA  
 0.50 COMO MINIMO.  
 Ø DIAMETRO DE TUBERIA SE  
 RECOMIENDA 0.30 COMO MINIMO  
 NL: NIVEL DE LIQUIDOS.  
 COTAS EN METROS.



PLANTA ESCALA 1:10

V INDICA VARIABLE, SE RECOMIENDA 100m COMO MINIMO

DISEÑO: FACULTAD DE INGENIERIA [USAC]	PROYECTO: DISEÑO DE TRAGANTE TÍPICO PARA ALCANTARILLADO COMBINADO DE CALZADA SALIDA A JALAPA
DIBUJO: HM.	
ESCALA: INDICADA	
FECHA: NOVIEMBRE '94	
HOJA No. 3/	Vo. Bto. Supervisor Vo. Bto. Alcalde



El ancho total de pista.  
L/2 nunca deberá ser mayor de 4.50 metros. tanto longitudinal como transversalmente.

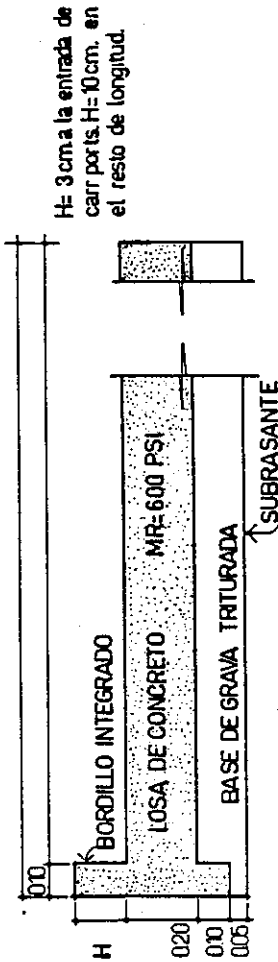
SECCION TIPICA DE PAVIMENTO ESCALA 1:25

**CRITERIOS DE DISEÑO PARA PAVIMENTO RIGIDO**

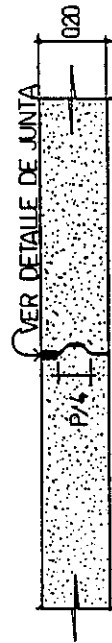
Pavimento para calles, arterias y carreteras primarias con tráfico de buses extraurbanos y camiones de carga y con tráfico de circulación general.  
Carga máxima de eje simple 30kips y eje tandem 52 kips.

Pavimento de concreto. Espesor total del pavimento: 35cm.  
Espesor de losa de concreto: 20 cm.  
Espesor de base granular: 15 cm.

La losa y el bordillo, serán de concreto con un módulo de ruptura no menor de 800 lb/plg<sup>2</sup> o un esfuerzo de compresión no confinada no menor de 4000 lb/plg<sup>2</sup> a los 28 días y un slump de 3 plg.  
La base será de materiales de piedra o grava triturada con un CBR no menor de 80% a 95% de compactación según método AASHO modificado contruida de acuerdo con las especificaciones para base de grava triturada.



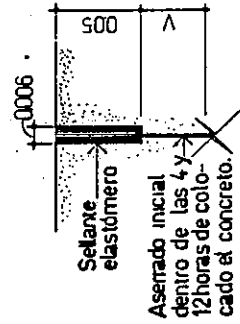
DETALLE DE BORDILLO ESCALA 1:10



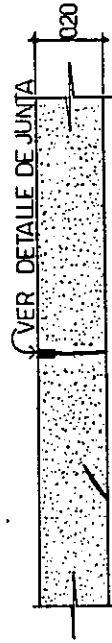
JUNTA LONGITUDINAL ESCALA 1:10

P: PERALTE EFECTIVO

V INDICA VARIABLE



DETALLE DE JUNTA ESCALA 1:2



JUNTA TRANSVERSAL ESCALA 1:10

PROYECTO: DETALLES
CONSTRUCTIVOS DE LA
NUEVA CALZADA SALIDA
A JALAPA. EL PROGRESO
MUNICIPIO DE JUTIAPA
Vo Bo Supervisor V. B. Alcalde
HOJA No. 4/
FECHA: NOVIEMBRE '94
ESCALA: INDICADA
DIBUJO: HM.
DISÑO: HM.