

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15

a la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

REVISIÓN DE OBRAS DE DRENAJE DE LA CARRETERA TARECUATO-LOS HUCUARES DEL KM. 0+000 AL KM. 2+080.

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

PRESENTA:

Ulises Moreno Diaz.

Asesor: Ing. Sandra Natalia Parra Macías

Uruapan, Michoacán, 2008.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Agradecimientos

*De manera muy especial y que sin más no hubiera sido posible
dedico este trabajo de investigación,
Principalmente a mis padres por esta oportunidad de superación,
Gonzalo Moreno Larios y Ana Livia Díaz Larios
a mis hermanas Lisandro y Karina
a mis asesores, Ing. Blanco, Ing. Pava, Ing. Navarrete
Lic. Juan Luis, a todos mis maestros y las demás personas
que intervinieron para llevar a cabo este trabajo*

ÍNDICE.

Introducción.

Antecedentes.	1
Planteamiento del problema.	3
Objetivo.	3
Objetivos específicos.	3
Preguntas de investigación.	4
Justificación.	4
Delimitación.	5
Marco de Referencia.	6

Capítulo 1.- Vías Terrestres.

1.1. Antecedentes de los caminos.	8
1.1.1. Historia de las vías terrestres en México.	9
1.2. Inventario de caminos.	9
1.2.1. Método odógrafo – giróscopo - barométrico.	10
1.2.2. Cálculo y Representación Gráfica.	10
1.2.3. Aplicaciones del inventario de caminos.	11
1.3. Elementos de ingeniería de tránsito para el proyecto.	12
1.3.1. El problema del tránsito.	12
1.3.2. Soluciones que pueden darse al problema del tránsito.	12
1.3.3. Elementos del tránsito.	14
1.3.3.1. El Usuario.	14
1.3.3.2. El Vehículo.	15
1.3.3.2.1. Clasificación.	15
1.3.2.3. Características geométricas y de operación.	16
1.3.2.4. Vehículos de proyecto.	16
1.4. Velocidad.	18

1.4.1. Velocidad de punto.	18
1.4.2. Velocidad de marcha.	18
1.4.3. Velocidad de operación.	19
1.4.4. Velocidad de proyecto.	19
1.5. Volumen de tránsito.	19
1.5.1. Determinación del volumen de tránsito.	20
1.6. Densidad de Tránsito.	21
1.7. Derecho de Vía.	22
1.7.1. Compra de derecho de vía.	22
1.8. Capacidad y Nivel de Servicio.	23
1.8.1. Capacidad de un camino.	23
1.8.2. Nivel de servicio.	24
1.9. Distancia de Visibilidad.	26
1.9.1. Distancia de Visibilidad de parada (d_p).	27
1.9.2. Distancia de Visibilidad de rebase.	28
1.10. Mecánica de Suelos.	28
1.10.1. Suelos origen y formación.	29
1.10.2. Relaciones volumétricas y gravimétricas.	29
1.10.2.1. Relación entre pesos y volúmenes.	31
1.10.3. Granulometría.	32
1.10.4. Plasticidad.	32
1.10.4.1. Límites de consistencia.	32
1.10.4.2. Límite Líquido.	33
1.10.4.3. Límite plástico.	33
1.10.4.4. Límite de contracción.	33
1.10.4.5. Carta de Plasticidad.	33
1.10.5. Consolidación.	34

1.10.6. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.	.	.	.	35
1.10.7. Círculos de MOHR.	.	.	.	35
1.10.8. Pruebas de Laboratorio.	.	.	.	35
1.10.9. Importancia del estudio de mecánica de suelos.	.	.	.	37
1.10.10. Diferentes tipos de muestreo.	.	.	.	37
1.10.10.1. Muestras cubicas inalteradas.	.	.	.	38
1.10.10.2. Muestras representativas.	.	.	.	38
1.10.10.3. Muestras integrales.	.	.	.	38
1.10.11. Procedimiento para la toma de muestras.	.	.	.	38
1.10.11.1. Excavaciones a cielo abierto.	.	.	.	39
1.10.11.2. Tubos muestreadores de pared fina.	.	.	.	40

Capitulo 1.- Drenaje.

2.1. Antecedentes históricos del drenaje en carreteras.	.	.	.	41
2.2. Objetivo del drenaje.	.	.	.	42
2.3. Estructuras de drenaje en carreteras.	.	.	.	43
2.3.1. Obras de drenaje superficial.	.	.	.	43
2.3.1.1. Las Cunetas.	.	.	.	43
2.3.1.2. Las Contracunetas.	.	.	.	44
2.3.1.3. Bombeo del camino.	.	.	.	45
2.3.1.4. Lavaderos.	.	.	.	45
2.3.1.5. Alcantarillas.	.	.	.	45
2.3.2. Obras de drenaje subterráneo.	.	.	.	46
2.3.2.1. Drenes ciegos.	.	.	.	47
2.3.2.2. Drenes de tubo.	.	.	.	48
2.3.2.3. Zanjas.	.	.	.	48
2.4. Hidrología.	.	.	.	49
2.4.1. Origen de la hidrología.	.	.	.	49
2.4.2. Ciclo del agua.	.	.	.	50

2.4.3. Cuenca hidrológica.	50
2.4.3.1. Pendiente de la cuenca.	51
2.4.3.1.1. Criterio de Alvord.	52
2.4.3.1.2. Criterio de Horton.	53
2.4.3.1.3. Criterio de Nash.	55
2.4.3.2. Parámetros del cauce principal.	57
2.4.4. Precipitación.	62
2.4.4.1. Tipos de lluvia.	62
2.4.4.2. Medición de las precipitaciones.	63
2.4.4.3. Tipos de pluviómetros.	63
2.4.4.4. Análisis de la precipitación.	64
2.4.4.5. Curvas (Intensidad, Duración, Frecuencia).	64
2.4.4.6. Cálculo de la precipitación en una cuenca.	65
2.4.5. Escurrimiento.	66
2.4.5.1 Origen de los diferentes tipos de escurrimiento.	67
2.4.5.2. Hidrogramas y su análisis.	69
2.4.6. Infiltración.	70
2.4.6.1. Parámetro de la infiltración.	70
2.4.6.2 Medida de la infiltración.	71
2.4.7 Agua subterránea.	71
2.4.8 Avenida de diseño.	72
2.4.8.1 Métodos para calcular la avenida de diseño.	72
2.4.8.1.1. Método de Creager.	73
2.4.8.1.2. Método Racional.	74
2.5 Proyecto hidráulico de alcantarillas.	76
2.5.1 Método por comparación.	77
2.5.2 Método empírico.	77
2.5.3. Método de sección y pendiente.	78
2.5.4. Método de la precipitación pluvial.	78
2.5.5. Método Racional.	78
2.5.6. Pendiente de la alcantarilla.	81

2.5.7. Tipos de alcantarillas.	81
2.6. Puentes.	81
2.6.1. Historia de los puentes.	81
2.6.2. Partes de un puente.	82
2.6.3. Estudios de campo para el proyecto de un puente.	83
2.6.3.1. Estudio topográfico.	83
2.6.3.2. Estudio hidráulico.	83
2.6.3.3. Estudio geológico.	83
2.6.3.4. Estudio comercial.	83
2.6.4. Solicitaciones en puentes.	84
2.6.4.1. Cargas muertas.	84
2.6.4.2. Cargas vivas.	84
2.6.4.3. Aplicación de las cargas.	85
2.6.4.4. Reducción de la intensidad de carga.	85
2.6.4.4.1. Efectos dinámicos o de impacto sobre la carga viva.	86
2.6.4.4.2. Fuerzas laterales.	86
2.6.4.4.3 Fuerzas longitudinales.	86
2.6.4.4.4 Banquetas para peatones.	87
2.6.5 Pilas de puentes.	87
2.6.5.1 Partes que componen una pila.	87
2.6.5.2 Fuerzas que actúan sobre las pilas.	88
2.6.5.3 Estabilidad de una pila.	88
2.6.5.4 Estribos.	88

Capítulo 3.- Resumen ejecutivo de macro y microlocalización.

3.1 Generalidades.	89
3.1.1 Estado de Michoacán.	89
3.1.1 Municipio de Santiago Tangamandapio.	90
3.1.1 Camino Tarecuato-Los Hucuares.	90
3.2 Resumen ejecutivo.	90
3.3 Contexto Geográfico.	92

3.3.1- Topografía regional.	93
3.3.2 Geología regional.	95
3.3.3.- Hidrología regional.	96
3.3.4.- Uso del suelo regional y de la zona en estudio.	98
3.4 Informe fotográfico.	99
3.5 Estudio de tránsito.	101
3.5.1.- Tipo y clasificación de los vehículos.	101
3.5.2.- Aforo vehicular.	101
3.6.- Alternativas de solución.	102
3.6.1.- Alternativa a usar.	102

Capítulo 4.- Metodología

4.1 Método empleado.	103
4.1 Método matemático.	103
4.2 Enfoque de la investigación.	104
4.2.1 Alcance.	104
4.3 Diseño de la investigación.	105
4.3.1 Investigación transeccional.	105
4.4 Instrumentos de recopilación de datos.	106
4.5 Descripción del procedimiento de investigación.	106

Capítulo 5.- Análisis e interpretación de resultados.

5.1. Procedimiento de revisión.	108
5.2. Revisión del área hidráulica de la alcantarilla de proyecto ubicada en el km.2+060.	110
5.3. Revisión de la alcantarilla del proyecto ubicada en el km.1+140.	117
5.4. Revisión de la alcantarilla del proyecto ubicada en el km.0+660.	120
5.5. Revisión de la cuneta tipo del proyecto.	122
5.6. Bombeo.	126
5.7. Lavaderos y bordillos.	127
5.8.1. Diseño de las alcantarillas propuestas.	129

5.8.2. Propuesta de alcantarilla en el km.1+290.	132
5.8.3. Propuesta de alcantarilla en el km. 0+360.	134
5.8.4. Propuesta de alcantarilla en el km. 0+240.	136
5.9. Revisión de la resistencia a flexión del tubo en la alcantarillas ubicadas: km. 2+060 y km. 0+953.138
5.10. Revisión de la resistencia a flexión del tubo en la alcantarillas ubicadas: km.1+140, km. 0+660, km.1+290, km.0+360 y km.0+240.	141
5.11. Muros de cabeza en las alcantarillas.	145
5.12 Análisis final.	146
Conclusiones.	147
Bibliografía.	150

Anexos

RESUMEN

El presente trabajo de tesis se realizó con el objetivo de efectuar una revisión de las obras de drenaje del camino Tarecuato-Los Húcuares del km.0+000 al Km. 2+080 para determinar si son las correctas o no. En el capítulo se presenta información relacionada con las vías terrestres, empezando con su historia, procedimientos de inventariado, elementos de ingeniería de tránsito a considerar en el proyecto, velocidad, volumen de tránsito, densidad de tránsito, derecho de vía, capacidad y nivel de servicio, distancia de visibilidad, así como la mecánica de suelos, la cual es un elemento importante en la etapa de construcción de una vía terrestre. Se define que es un drenaje, su función, sus tipos, sus características y los métodos de diseño usados, esto se menciona en el capítulo 2.

El capítulo 3 ofrece datos geográficos de la zona en estudio, entre los que destacan la ubicación, características del terreno, información hidrográfica, uso del suelo en la zona y tipos de vehículos que circulan por el camino. El informe fotográfico complementa dicho capítulo, obtenido mediante una visita a la zona en estudio. El capítulo 4 señala que el método científico es esencial para el desarrollo de cualquier trabajo de investigación, definiendo además el enfoque y alcance de la presente tesis.

En el capítulo 5 se hace la revisión de las obras de drenaje existentes y la propuesta de más obras necesarias para un buen drenaje, cumpliéndose así el objetivo principal, que era revisar el sistema de drenaje. Finalmente en las conclusiones se establece que dicho sistema de drenaje no es del todo adecuado, con lo que se da respuesta a la pregunta de investigación planteada al inicio de la presente tesis.

Esta investigación beneficiara a la comunidad estudiantil y a los habitantes de la zona, así como a toda persona interesada en la misma, y servirá como base para futuras investigaciones relacionadas con el tema de drenaje en carreteras.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

“Las carreteras fueron los primeros signos de una civilización avanzada. Los mesopotámicos fueron uno de los primeros constructores de carreteras hacia el año 3500 a.C. Las más antiguas fueron construidas por los romanos. La vía Apia empezó a construirse alrededor del 312 a.C., y la vía Faminia hacia el 220 a.C. En la cumbre de su poder, el Imperio romano tenía un sistema de carreteras de unos 80.000 km, consistentes en 29 calzadas que partían de la ciudad de Roma, y una red que cubría todas las provincias conquistadas importantes, incluyendo Gran Bretaña. Las conocidas calzadas romanas tenían un espesor de 90 a 120 cm, y estaban compuestas por tres capas de piedras argamasadas cada vez más finas, con una capa de bloques de piedras encajadas en la parte superior.

Se hicieron perfeccionamientos en los métodos y técnicas de construcción de carreteras durante las tres primeras décadas del siglo XIX. Los ingenieros británicos, Thomas Telford y John Loudon McAdam, y un ingeniero de caminos francés, Pierre – Marie-Jérôme Trésaguet, fueron los responsables.” (www.arqhys.com/2008).

Hoy en día las técnicas de construcción han ido avanzando y el sistema de drenaje de una carretera es un punto importante a considerar para una vida útil mayor.

Estudios anteriores se han realizado en la Universidad Don Vasco sobre el tema de drenaje en carreteras como la tesis titulada “diseño del sistema de drenaje del tramo carretero El Papayo-Mesa de cazares-La Ciénega, elaborada por Godínez (2007), quien por medio de cálculos diseño el sistema idóneo de drenaje para ese

camino, estableciéndose objetivos específicos de definir que es un sistema de drenaje, investigo que es un desagüe superficial y un desagüe subterráneo y calculo las subcuencas de aportación que afectan el camino, llegando a la conclusión de que las principales obras de drenaje en un camino son las cunetas que se construyen aledañas al camino para recolectar el agua del bombeo y agua de los cortes, las contracunetas son para evitar que la capacidad para la que fueron diseñadas no sea rebasada, el bombeo del camino drena el agua que cae directamente al camino, los lavaderos son canales para evitar el deslave del suelo y las obras de curce como las alcantarillas y puentes son para un rápido paso de un lado al otro del camino donde hay una corriente o barranca.

Planteamiento del problema.

Cuando no se realiza un buen diseño del sistema de drenaje en un camino éste corre el riesgo de sufrir daños en su estructura superior e interna.

El flujo de agua sobre las carreteras y la forma en que es drenado es un tema importante de estudio, porque si el sistema de drenaje construido no es el adecuado o está mal calculado en el futuro se presentarán deterioros graves en el camino lo cual afectara la vida útil del camino y a los usuarios, repercutiendo de manera directamente a la economía de la zona. Por eso, con la presente investigación se pretender revisar si el sistema de drenaje del Km.0+000 al Km. 2+080 de la carretera Tarecuato-Los Hucuares en el municipio de Santiago Tangamandapio, Mich. es el adecuado o si es necesario construir más obras para este fin.

Objetivo.

Objetivo general:

El objetivo principal de esta investigación es revisar el sistema de drenaje de la carretera Tarecuato –Los Hucuares del Km.0+000 al Km.2+080, para determinar si fue el adecuado o no.

Objetivos específicos.

Estos objetivos específicos permitirán lograr y llegar a conseguir el objetivo principal, y son:

1. Definir qué es una carretera.
2. Definir que es el drenaje en carreteras.
3. Investigar los tipos de drenaje en carreteras.
4. Investigar las consideraciones para el cálculo del drenaje en carretera.

5. Investigar si las obras de drenaje son suficientes en el tramo en estudio.

Preguntas de investigación.

El fin de esta investigación es responder algunas preguntas sobre el tema de drenaje en carreteras, las cuales se presentan a continuación:

1. ¿Qué es una carretera?
2. ¿Cuáles son las principales obras de drenaje superficial?
3. ¿Cuál es la importancia de un buen drenaje en una carretera?
4. ¿Son suficientes las obras de drenaje del proyecto en el tramo?
5. ¿El diámetro de las alcantarillas propuestas en el proyecto es el adecuado?

Justificación.

Esta investigación es sobre drenaje en carreteras y es de suma importancia que se lleve a cabo porque impacta en muchos aspectos, primero dar seguridad a los usuarios del camino y segundo por la vida útil mayor que se puede proyectar para la obra.

Se estudiará específicamente el tramo que va del km.0+000 al km.2+080 de la carretera Tarecuato-Los Hucuares en el municipio de Santiago Tangamandapio, Mich, vía importante para las actividades de transporte y comercio de los habitantes de esta zona por lo cual es indispensable que se encuentre en perfectas condiciones evitando así accidentes.

Los que se beneficiarán con esta investigación son primeramente los usuarios de las dos localidades y pueblos intermedios e indirectamente las personas que comercian en esa zona y el público en general.

Además se benefician los estudiantes, profesores y autoridades locales porque el proyecto sirve como referencia para futuras investigaciones acerca del tema de drenaje en carreteras y futuros proyectos relacionados con este tema.

Finalmente se beneficia el que suscribe porque con esto amplía sus conocimientos acerca del tema.

Delimitación.

Un estudio de este tipo para cualquier zona es diferente ya que se presentan diferentes condiciones de clima, precipitación, costumbres, geología, entre muchos otros factores físicos.

En esta investigación sólo se llevara a cabo la revisión del sistema de drenaje del tramo que va del km.0+000 al km.2+100 de la carretera Tarecuato-Los Hucuares, en el municipio de Tangamandapio, Mich. y sólo es aplicable para las condiciones geográficas y climatológicas del momento en que se realizo, obteniendo así una guía para futuras investigaciones en otras carreteras de la región u otras regiones.

Marco de Referencia.

De acuerdo con la carta geográfica de INEGI, E13B18, escala 1:50000 (2000), la localidad de Tarecuato está situada en el Municipio de Tangamandapio (en el Estado de Michoacán de Ocampo), con coordenadas geográficas 19°50'29''N y 102°27'53''W.

La jefatura de tenencia de la localidad (2008) señala que la comunidad de Tarecuato cuenta con aproximadamente 15,000 habitantes, todos de origen purépecha. Tarecuato está a 2000 metros de altitud y se encuentra en una zona de transición entre la subprovincia fisiográfica denominada neovolcánica tarasca y la subprovincia sierras y bajios de Michoacán.

Tangamandapio fue fundado desde antes de la conformación del imperio tarasco por descendientes de los tecos o xanuchas. Posteriormente se convirtió en uno de los tantos pueblos sujetos al dominio tarasco.

Localización.

Se localiza al noroeste del Estado, en las coordenadas 19°57' de latitud norte y 102°26' de longitud oeste, a una altura de 1,670 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Chavinda, al este con Zamora, Jacona y Tangancícuaro, al sur con Tangancícuaro, y al oeste con Tingüindín y Villamar. Su distancia a la capital del Estado es de 165 Km.

Orografía

Su relieve lo constituyen el sistema volcánico transversal, los cerros Blanco, Huanúmera, Prieto, Cuate, La Loca, Guayabo y la sierra Tarécuaro.

Hidrografía y clima.

Su hidrografía se constituye principalmente por arroyos: colorado y prieto, manantiales de agua fría y algunas presas. Su clima es templado, tiene una precipitación pluvial anual de 700.0 milímetros.'' (www.michoacan.gob.mx).

CAPÍTULO 1

VÍAS TERRESTRES

En este capítulo se presenta información relacionada con las vías terrestres, empezando con su historia, procedimientos de inventariado, elementos de ingeniería de tránsito a considerar en el proyecto, velocidad, volumen de tránsito, densidad de tránsito, derecho de vía, capacidad y nivel de servicio, distancia de visibilidad, así como la mecánica de suelos, la cual es un elemento importante en la etapa de construcción de una vía terrestre. Todos los elementos mencionados anteriormente son indispensables en las etapas de planeación, proyecto, construcción y operación de las vías terrestres.

1.1. Antecedentes de los caminos.

De acuerdo con Mier (1987), la rueda fue inventada hace 5000 años en la región conocida como Asia Menor, con lo cual surgió la necesidad en esa época de construir superficies para que las carretas de cuatro ruedas transitaran.

En esos tiempos dos de las civilizaciones más avanzadas, egipcios y asirios iniciaron la construcción de caminos.

Con el florecimiento del imperio romano se comenzó la construcción metódica de los caminos. Estos lograron el crecimiento de su imperio gracias a muchos factores, pero entre los más importantes está la gran red de caminos que construyeron para acortar distancias entre los pueblos conquistados, esto se logró debido a las habilidades de sus ingenieros militares para solucionar diferentes problemas.

“Desafortunadamente la caída del imperio romano provocó que la construcción de caminos fuera un arte perdido. El feudalismo hizo desaparecer la comunicación entre los pueblos surgiendo pequeños dominios aislados.” (Mier; 1987:1).

1.1.1. Historia de las vías terrestres en México.

Según Olivera (2006), en la época prehispánica sólo existían caminos para el tránsito de personas, con la llegada de los españoles se empezó a usar la carreta y un monje franciscano llamado Fray Sebastián De Aparicio fue el primer constructor de brechas, con lo que muchas de las ciudades más importantes del país como Veracruz, Guadalajara, México y Acapulco estuvieron comunicadas.

A comienzos del S.XX se trajo el automóvil a México, circulaba por brechas y caminos antiguos, pero ya en 1925 se empezaron a construir carreteras mediante el uso de técnicas modernas traídas a México debido a la llegada del automóvil. Estas carreteras eran proyectadas y construidas por estadounidenses, pero en el año de 1940 se encargó de la proyección y construcción de las carreteras en México solo ingenieros mexicanos. Hoy en día se cuenta con una red de 85000 km más 120000 km de carreteras secundarias, con superficies de rodamiento revestidas para que el tránsito de vehículos sea posible en cualquier época del año y no solo en épocas de secas como se hacía antes de empezar a construir este tipo de carreteras.

1.2. Inventario de caminos.

Mier (1987), señala que para llevar a cabo un inventario de caminos existentes se pueden usar varios métodos, desde uno muy sencillo como es recorrer los

caminos en un vehículo y anotar los kilometrajes que indica el odómetro y la observación registrada a simple vista en el recorrido, pero este método no cumple con los requerimientos para un inventario confiable y eficaz, otro método es usando métodos topográficos para obtener toda la información necesaria y completa para un buen inventario, pero resulta muy costoso y es a largo plazo.

1.2.1. Método odógrafo – giróscopo - barométrico.

“Los datos por obtener para hacer el inventario son: planta del camino, itinerario, configuración del terreno por el que se cruza, características de la superficie de rodamiento, sección transversal, alineamiento horizontal, alineamiento vertical, visibilidad, señalamiento, obras de drenaje, cruces y entronques con otras vías de comunicación, características de los poblados por los que pasa el camino y demás datos que se consideren de importancia.” (Mier; 1987:5)

De acuerdo con Mier (1987), el odógrafo giróscopo, el odómetro, el sistema de orientación, y la grabadora magnética, son montados en un vehículo tipo remolque en el cual se lleva a cabo el registro de datos para el inventario.

El punto de inicio de cada tramo inventariado será fijo y perfectamente establecido previamente.

1.2.2. Cálculo y Representación Gráfica.

Todos los datos obtenidos para el inventario se pasan a la computadora donde son tabulados y se hacen todos los cálculos.

Con los datos obtenidos se calculan coordenadas y datos de las curvas, se traza el eje del camino para compararse con el salido del odógrafo y así corregir potenciales errores. El plano de la planta es a escala 1:10000 y el del perfil 1:1000, en el plano de alineamiento horizontal las curvas derechas van abajo del eje horizontal y las izquierdas arriba de él. Para el alineamiento vertical se procede de forma similar.

Finalmente, la visibilidad de rebase se anota aproximadamente de acuerdo a la experiencia de los tripulantes del vehículo.

1.2.3. Aplicaciones del inventario de caminos.

Según Mier (1987), las aplicaciones principales de un inventario de caminos es la obtención de la capacidad de los caminos que integran la red y la posibilidad de señalar las obras precisas y sus prioridades en los programas de reconstrucción, conservación y construcción.

Además de estas aplicaciones hay otras, las cuales se mencionarán de manera ilustrativa, como: itinerario de carreteras, datos de poblaciones por donde cruza el camino, conteo de obras de drenaje y estado actualizado del funcionamiento, estado de la superficie de rodamiento.

El inventario realizado se debe mantener actualizado, recabando información con las autoridades de las dependencias a cargo del camino, sobre los cambios que se planean hacer al camino a futuro, para obtener más adelante mediante visitas trimestrales o semestrales el estado actual y verídico de la red de carreteras en cualquier momento.

1.3. Elementos de ingeniería de tránsito para el proyecto.

“La ingeniería de tránsito es la rama de la ingeniería que se dedica al estudio del movimiento de personas y vehículos en las calles y los caminos, con el propósito de hacerlo eficaz, libre, rápido, y seguro.” (Mier; 1987:2).

1.3.1. El problema del tránsito.

Como señala Mier (1987) el principal problema del tránsito se basa en las grandes diferencias entre los vehículos actuales y los caminos extemporáneos por los que tiene que transitar.

La mayoría de los caminos y carreteras actuales son construidos sobre rutas antiguas o anteriores que fueron proyectadas para vehículos sin las características de los modernos, por lo cual estas vías no tienen las características exigidas por los vehículos modernos para circular con seguridad y confianza.

1.3.2. Soluciones que pueden darse al problema del tránsito.

Los problemas de tránsito deben resolverse de la manera más rápida como sea posible, según las capacidades económicas con que se cuente para invertir en la solución pronta del problema.

Hay tres soluciones que pueden aplicarse para resolver el problema del tránsito.

a) Solución integral.

Propone construir caminos nuevos para las características de los automóviles modernos, así como nuevos trazos urbanos donde los autos circulen fácilmente en las ciudades actuales.

b) Solución parcial de alto costo.

Esta solución propone realizar cambios a los caminos actuales mediante grandes inversiones, como: construir intersecciones, pasos a desnivel, ensanchamiento de calles, más estacionamientos privados y públicos, control en acceso a calles, semaforización automática entre otras.

c) Solución parcial de bajo costo.

Propone aprovechar al máximo las vialidades con las que se cuenta, con la mínima inversión en obras y la máxima en reglamentos de regulación del tránsito: educación vial, estacionamientos con tiempo límite, cambiar calles para un solo sentido de circulación, semaforización y señalamiento, etc.

Cualquier solución de las propuestas anteriormente, debe considerar tres elementos importantísimos que en conjunto generen un tránsito eficaz y seguro. Estos elementos son: la Ingeniería de Tránsito, la Educación Vial y la Vigilancia Policiaca.

1.3.3. Elementos del tránsito.

De conformidad con Mier (1987), el tránsito lo forman tres elementos ligados cada uno entre sí: el usuario, el vehículo y el camino.

Se presenta a continuación el análisis de estos elementos y los resultados que se obtienen al combinarlos.

1.3.3.1. El Usuario.

Como señala la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (1974), las personas ya sea de manera individual o en grupo, son el elemento de mayor influencia al momento de obtener la mayoría de las características más importantes del tránsito.

“Las siguientes condiciones del medio ambiente pueden afectar el comportamiento del usuario: 1) la tierra: su uso y actividades; 2) el ambiente atmosférico: estado del tiempo y visibilidad; 3) obras viales: carreteras, puentes, ferrocarriles, y terminales; y 4) la corriente del tránsito y sus características, las cuales son manifiestas al usuario.

En tanto que estas condiciones ambientales estimulan al usuario desde el exterior, este se ve afectado por su propio sistema orgánico. Por ejemplo, el alcohol, deficiencias físicas, y aun problemas emocionales influyen en el ser humano afectando su conducta en la corriente del tránsito.

La motivación, inteligencia, aprendizaje y estado emocional del usuario del camino, son otros elementos profundamente significativos en la operación del tránsito.” (Mier; 1987: 63).

1.3.3.2. El Vehículo.

De acuerdo con la (SCT) Secretaria de Comunicaciones y Transportes (1974), las carreteras son construidas para el tránsito libre, seguro, ágil, económico, cómodo y veloz de los autos controlados por las personas .Es por esto que en el proyecto de una carretera deban tomarse en cuenta factores como el tipo de vehículo que circulara por la vía y las reacciones de las personas al momento de estar conduciendo sobre la vía.

1.3.3.2.1. Clasificación.

Los vehículos normalmente esta clasificados para ello se consideran características físicas del vehículo, uso y número de ejes. La clasificación de vehículos se presenta a continuación:

	TIPO A2 AUTOMOVIL		TIPO T2-S1 TRACTOR 2EJES SEMIREMOLQUE
	A 2 CAM. LIGERO HASTA 3 TON		T2-S2 TRACTOR 2EJES SEMIREMOLQUE
	B2 AUTOBUS 2EJES		2EJE T3-S2 TRACTOR 3EJES SEMIREMOLQUE
	B3 AUTOBUS 3EJES		2EJE T3-S3 TRACTOR 3EJES SEMIREMOLQUE
	C2 CAMION 2EJES		2EJE T3-S2-R2 TRACTOR 3EJES SEMIREMOLQUE
	C3 CAMION 3EJES		TRACTOR 2 EJES SEMIREM 2 EJES T3-S2-R3 TRACTOR 3EJES SEMIREM 2 EJES
	T3-S2-R4 TRACTOR 3EJES SEMIREM 2 EJES REMOL 4 EJES		TRACTOR 3EJES SEMIREM 2 EJES REMOL 3 EJES

Fig.1.1. Clasificación de vehículos por tipo: ligeros, pesados y especiales.

1.3.2.3. Características geométricas y de operación.

“En el proyecto de los elementos de una carretera, deben tenerse en cuenta las características geométricas y de operación de los vehículos. Las características geométricas están definidas por las dimensiones y el radio de giro. Las características de operación están definidas principalmente por la relación peso/potencia, la cual en combinación con otras características del vehículo y del conductor, determina la capacidad de aceleración y desaceleración, la estabilidad en las curvas y los costos de operación.

Dado que una carretera debe proyectarse para que funcione eficientemente durante un determinado número de años, no deberán proyectarse los caminos solamente en función de las características del vehículo actual, sino que deberán analizarse las tendencias generales de esas características a través de los años, para prever hasta donde sea posible las modificaciones futuras.”(SCT;1974:68)

1.3.2.4. Vehículos de proyecto.

Según la SCT (1974), es el vehículo que se elige para poder definir las características geométricas de una carretera.

Se elige considerando qué clase de vehículos transitarán en mayor cantidad por esa vía o dependiendo de las modificaciones futuras que pueda tener la clase de vehículo elegido.

En los Estados Unidos la AASHO de acuerdo a la mayor cantidad de vehículos que transitan por sus carreteras considera cuatro tipos de vehículos representativos para el proyecto de una carretera: 1) Ac, Ap, 2) T2S1 y T2S2, 3) T3

S2 y combinaciones de más de 5 ejes. En México la mayoría de los automóviles que circulan por nuestras calles y carreteras son los vehículos pesados de 2 ejes, por lo que se considera otro tipo de vehículo el c2 que se emplearía en el proyecto de caminos secundarios.

En la siguiente tabla tomada del manual de proyecto geométrico de carreteras, SCT (1974) se presentan las características de los vehículos de proyecto.

CARACTERÍSTICAS		VEHÍCULO DE PROYECTO					
		02-025	02-400	02-600	02-1000	02-1500	
DIMENSIONES	Longitud total del vehículo	L	800	700	600	1000	1070
	Distancia entre ejes extremos del tractor	T1	330	400	400	1000	1000
	Distancia entre ejes del semitractor	T2	---	---	---	500	600
	Distancia entre ejes del remolque	T3	---	---	---	700	800
	Alto delantero	H1	90	100	100	100	90
	Alto trasero	H2	100	100	100	100	90
	Distancia entre ejes ejes del tractor	T1	---	---	---	---	100
	Distancia entre ejes ejes del semitractor	T2	---	---	---	100	100
	Distancia entre ejes ejes del remolque	T3	---	---	---	500	600
	Dist. entre ejes interiores tractor y semitractor	T4	---	---	---	500	600
	Alto total del vehículo	H	200	200	200	200	200
	Extensión del vehículo	E	100	100	100	100	100
	Alto de los ejes del conductor	H3	100	100	100	100	100
	Alto de los ejes del conductor	H3	90	90	90	90	90
	Alto de los ejes delanteros	H4	90	90	90	90	90
Ángulo de desviación del eje de los ejes delanteros	α	1°	1°	1°	1°	1°	
Módulo de giro mínimo (cm)		Rg	700	1000	1000	1000	1070
Peso total (Kg)	vehículo vacío	Wv	2000	4000	7000	10000	14000
	vehículo cargado	Wc	10000	10000	17000	25000	30000
Velocidad - Peso/Potencia (Kg/HP)		V ₀	40	60	100	100	100
VEHÍCULO REPRESENTADO POR EL DE PROYECTO		A ₁ +A ₂	02	02-03	02	02-03	02-03
PORCENTAJE DE VEHÍCULOS DEL TIPO INDICADO CUYA DISTANCIA ENTRE EJES EXTREMOS (T1) ES MENOR QUE LA DEL VEHÍCULO DE PROYECTO		A ₁ +A ₂	99	100	100	100	100
		02	99	99	99	100	100
		03	10	75	99	100	100
		T2-01	0	0	1	60	99
		T2-02	0	0	1	99	79
PORCENTAJE DE VEHÍCULOS DEL TIPO INDICADO CUYA RELACION PESO/POTENCIA ES MENOR QUE LA DEL VEHÍCULO DE PROYECTO		A ₁ +A ₂	99	100	100	100	100
		02	99	99	100	100	100
		03	10	90	100	100	100
		T2-01	0	99	100	100	100
		T2-02	0	99	99	99	99

Fig. 1.2. Vehículos de proyecto.

1.4. Velocidad.

Como señala la SCT (1974), la velocidad es un factor fundamental para el proyecto de una carretera, ya que el funcionamiento y utilidad de esta se califican por la fluidez del tránsito. Todos los elementos del proyecto geométrico están calculados o la mayoría de acuerdo a la velocidad.

Existen cuatro tipos de velocidad a considerar al hacer el proyecto geométrico de una carretera, las cuales se definen a continuación:

1.4.1. Velocidad de punto.

Es la velocidad que lleva un auto en su paso por cualquier punto en un camino y está influenciada por el volumen de tránsito, el usuario, el camino, restricción de velocidad y las condiciones climatológicas en ese momento.

Se calcula obteniendo el promedio de la velocidad de los vehículos en determinado punto del camino o según el tipo de vehículo.

1.4.2. Velocidad de marcha.

Es la velocidad de un vehículo en cierto trayecto del camino y se obtiene dividiendo la distancia de ese trayecto entre el tiempo de recorrido para cubrir esa distancia. Los valores considerados para este tipo de velocidad son los que resultan de dividir el total de las distancias recorridas por grupo de vehículos o el total de los mismos entre la suma del total de los tiempo de recorrido de cada distancia.

“La velocidad de marcha a la que circulan los vehículos en un camino, es una medida de la calidad de servicio que el camino proporciona a los usuarios; por lo

tanto para fines de proyecto, es necesario conocer las velocidades de los vehículos que se espera circulen para diferentes volúmenes de tránsito''.(SCT; 1974:103)

1.4.3. Velocidad de operación.

Según la SCT (1974), es la mayor velocidad que alcanza un vehículo en cierto trayecto de un camino, con condiciones a favor, sin exceder la velocidad límite del tramo.

1.4.4. Velocidad de proyecto.

Esta es la velocidad máxima que puede alcanzar un vehículo y recorrer el camino de forma segura, sin problemas de tránsito y condiciones climatológicas a favor.

Para elegir bien la velocidad de proyecto se deben hacer consideraciones importantes y factores que se deben tomar en cuenta como la topografía de la zona, clasificación del camino y volumen de tránsito.

1.5. Volumen de tránsito.

De acuerdo con la SCT (1974), el volumen de tránsito es el número de vehículos que circulan en una dirección específica sobre un carril en ambos sentidos en cierto espacio de tiempo. Los intervalos de tiempo más usados son la hora y el día.

1.5.1. Determinación del volumen de tránsito.

Si se quiere conocer el volumen de tránsito en una vía cualquiera se usan los estudios de origen y destino, aforos por muestreo y aforos sin interrupción en estaciones fijas.

a) Estudios de origen y destino. Su principal meta es obtener los movimientos de tránsito en los puntos de salida y llegada de los viajes.

La mejor forma para estudios en carreteras es el de entrevistas personales, porque las respuestas del origen, destino y puntos medios entre el viaje son verídicos. El grado de confianza que se requiera obtener en estos estudios depende del tiempo que se invierta en su realización.

“En estos estudios se registran las rutas de los diferentes tipos de vehículo y los productos o pasajeros que transportan por cada sentido, así como las longitudes de recorrido. Se incluyen los volúmenes horarios de los diferentes tipos de vehículo registrados por sentido de circulación.” (SCT; 1974:97)

b) Muestreos de tránsito.

De conformidad con la SCT (1974), este tipo de muestreo el conteo es de forma visual o con contadores electromecánicos, apuntando el volumen de tránsito cada hora y clasificándolos según el tipo de vehículo: ligero (A), autobuses (B) y pesados (C).

c) Estaciones permanentes.

Con el objeto de conocer el comportamiento de las corrientes de tránsito durante todo el año, se instalan un conjunto de aparatos automáticos contadores de vehículos, distribuidos en diferentes tramos de la red carretera. Con este mismo propósito también se dispone de los volúmenes de tránsito que se registran en las casetas de cobro de Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos (CAPUFE) y de las Autopistas Concesionadas, que constituyen uno de las redes más completas de información, en virtud de que su sistema de operación exige una clasificación detallada del tipo de vehículos que utilizan las obras a su cargo. Ambas informaciones, entre otras aplicaciones, son utilizadas para correlacionar esas variaciones con los resultados de los conteos vehiculares de siete días que se efectúan en la red de carreteras para hacerlos representativos para todo el año.

1.6. Densidad de Tránsito.

De acuerdo con Mier (1987), el volumen de tránsito no es igual a la densidad de tránsito, porque el primero expresa la cantidad de vehículos que pasan en un cierto espacio de tiempo por un punto del camino hacia cierto destino y la densidad de tránsito es la cantidad de vehículos que se encuentran en un tramo del camino en un tiempo cualquiera.

Un ejemplo que ejemplifica esta diferencia es cuando en cierto camino se presenta un embotellamiento en ese punto el volumen puede ser muy pequeño porque los autos circulan a velocidades mínimas, pero la densidad resulta ser muy alta porque la concentración en ese punto de vehículos es grande.

El volumen puede ser representado matemáticamente con la siguiente fórmula: volumen de tránsito= velocidad x densidad.

De esta fórmula se podría deducir que hay una relación lineal entre el volumen y la densidad si la velocidad es constante, si se incrementa el volumen la velocidad de los viajeros es menor, pero realmente en los caminos esta relación no existe, solo de forma teórica.

1.7. Derecho de Vía.

Como señala Mier (1987), el derecho de vía es el terreno que es comprado para construir un camino y forma parte del mismo.

El área del derecho de vía depende de los niveles de seguridad, utilidad, tipo de camino y eficiencia para los que será proyectado y después construido el camino.

En la República Mexicana el ancho del derecho de vía es como mínimo veinte metros a cada lado del eje del camino, pero puede ser mayor o menor dependiendo del tipo de camino.

1.7.1. Compra de derecho de vía.

El ingeniero no sabe del todo la legislación de la adquisición del derecho de vía, pero debe conocer los procedimientos y reglamentos para hacerlo.

La rapidez con la que se adquiera el derecho de vía es importante porque de esto dependerá que la construcción del camino inicie sin retrasos, todos los trámites se deben hacer con anticipación para iniciar la construcción en la fecha planeada.

1.8. Capacidad y Nivel de Servicio.

Según Mier (1987), para saber qué tan eficiente es un camino se debe conocer la capacidad y el nivel de servicio son las condiciones de operación de un camino.

1.8.1. Capacidad de un camino.

La capacidad es el número máximo de vehículos por unidad de tiempo que pueden pasar por una sección de un camino, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito y del camino. Normalmente se expresa como un volumen horario, cuyo valor no se puede sobrepasar a no ser que las condiciones prevalecientes cambien.

El periodo de tiempo con el que se mide la capacidad de un camino debe ser perfectamente definido.

La capacidad de un camino se ve afectada por otros factores diferentes a los considerados en el proyecto para su construcción, estos factores son las condiciones climatológicas como niebla, smog, calor, lluvia, claridad, frío, etc.

En el último Manual de Capacidad de Carreteras publicado por el Highway Research Board en 1965, se han utilizado muy extensamente los estudios recientes sobre métodos técnicos y experimentales de expresiones matemáticas para el flujo de tránsito, los cuales representan una nueva aproximación a la explicación del complejo problema del tránsito y han provisto mejores explicaciones y respuestas a muchos problemas de capacidad de carreteras; todos estos estudios han sido

transcritos casi literalmente al manual de proyecto geométrico de caminos de la Secretaría de Obras Públicas (SOP) y son como se usan actualmente en México.

Así mismo se utilizan extensamente los análisis estadísticos y los datos empíricos.´´ (Mier; 1987:59)

1.8.2. Nivel de servicio.

Como señala Mier (1987), cuando el volumen de tránsito es del orden de aquel correspondiente a la capacidad de la carretera, las condiciones de operación son malas, aún cuando el tránsito y el camino presenten características ideales. En efecto, la velocidad de operación fluctuará alrededor de los 48 Kph para la totalidad de los usuarios y la continuidad del flujo será inestable, pudiendo en cualquier momento interrumpirse, pasando de un flujo máximo a un flujo cero, durante el período de detención.

Es necesario, por lo tanto, que el volumen de demanda sea menor que la capacidad de la carretera, para que ésta proporcione al usuario un nivel de servicio aceptable. La demanda máxima que permite un cierto nivel o calidad de servicio es lo que se define como Volumen de Servicio.

Cuantitativamente, los Niveles de Servicio se establecen a partir de la Velocidad de Operación que permiten y la densidad, para las condiciones prevalecientes en la carretera. Dicho de otro modo, el límite inferior de un Nivel de Servicio queda definido por el volumen máximo que permite alcanzar la velocidad de operación especificada como propia de ese nivel.

Los niveles de servicio abarcan un rango en que volúmenes menores que el volumen de servicio permiten velocidades de operación mayores que la mínima exigida para el nivel. Cuando el volumen disminuye y la velocidad de operación aumenta hasta aquellos definidos para el nivel Superior, se ha alcanzado dicho nivel, por el contrario, si el volumen aumenta y la velocidad disminuye, se pasa a las condiciones definidas para el nivel inferior.

Las características principales de operación que se dan dentro del rango correspondiente a cada nivel son:

Nivel A) Representa la condición de flujo libre, que se da con bajos volúmenes de demanda, permitiendo altas velocidades a elección del conductor. La velocidad está sólo limitada por la velocidad de diseño de la carretera.

Nivel B) Representa la condición de flujo estable, los conductores aún pueden seleccionar sus velocidades con libertad razonable. Para poder brindar este nivel la carretera debe poseer una velocidad de diseño alta. Todo usuario que lo desee podrá desarrollar velocidades de operación razonables.

Nivel C) Representa aún condición de flujo estable, pero las velocidades y la maniobrabilidad están íntimamente controladas por los altos volúmenes de tránsito. La mayoría de los conductores no puede seleccionar su propia velocidad. En caminos con tránsito en ambos sentido hay restricción para ejecutar maniobras de adelantamiento.

Nivel D) Representa el principio del flujo inestable, con volúmenes del orden, aunque algo menores, que los correspondientes a la capacidad del camino. Las

restricciones temporales al flujo pueden causar fuertes disminuciones de la velocidad de operación. Los conductores tienen poca libertad para maniobrar, poca comodidad en el manejo, pero estas condiciones pueden tolerarse por cortos períodos de tiempo.

Nivel E) Representa la capacidad del camino o carretera y por tanto el volumen máximo absoluto que puede alcanzarse en la vía en estudio. El flujo es inestable. El nivel E representa una situación de equilibrio límite y no un rango de velocidades y volúmenes como los niveles superiores.

Nivel F) Describe el flujo forzado a bajas velocidades con volúmenes menores que la capacidad de la carretera. Estas condiciones se dan generalmente por la formación de largas filas de vehículos debido a alguna restricción en el camino. Las velocidades y las detenciones pueden ocurrir por cortos o largos períodos debido a la congestión en el camino.

Cabe destacar que la descripción cualitativa dada anteriormente es válida tanto para caminos de tránsito en ambos sentidos como para los unidireccionales con o sin control de acceso.

1.9. Distancia de Visibilidad.

De conformidad con Mier (1987), se conoce como distancia de visibilidad a la longitud del tramo en un camino que el conductor puede ver sin interrupciones delante de él. Se tienen dos distancias de visibilidad, la de visibilidad de parada y la de visibilidad de rebase.

1.9.1. Distancia de Visibilidad de parada (d_p).

Según Mier (1987), se le llama distancia de visibilidad de parada a la distancia que le operador de cualquier vehículo que circula por una carretera a la velocidad fijada de proyecto, sea capaz de detener su vehículo antes de dar alcance a otro auto que está sin avanzar sobre el mismo sentido de circulación.

Esta distancia se compone o se pueden considerar como parte de ella la distancia de reacción (d_r) y la distancia de frenado (d_f) y se representa con la siguiente fórmula: $d_p = d_r + d_f$.

La distancia de reacción se calcula con la siguiente fórmula: $d_r = vt/360$, donde v es la velocidad de operación del camino en km/hr y t es el tiempo de reacción en segundos, esta distancia tiene como unidad el metro.

La distancia de frenado es calculada con la siguiente fórmula: $d_f = (1/2)(vt^2 - at^3)$, donde v es la velocidad de operación del vehículo antes de frenar en m/seg, t es el tiempo que tarda en detenerse el vehículo al aplicar los frenos en segundos, a es la aceleración en m/seg^2 .

Dado que el vehículo lleva una fuerza que es igual a su masa por la aceleración de la gravedad ($F=ma=P/ga$), donde P es el peso del vehículo, a es la aceleración del vehículo y g es la fuerza de gravedad, esta fuerza debe ser neutralizada por una de misma magnitud (F_1) para que se pueda detener el vehículo y se expresa con la siguiente fórmula: $f_1 = f P$, donde f_1 es la fuerza necesaria para detener el vehículo, P es el peso del auto y f es un coeficiente de fricción.

De las anteriores deducciones puede llegar a las siguientes formulas: $fP=P/ga$ y $a=fg$, y teniendo en cuenta que v esta dada en km./hr, d en metros, $g=9.81$ m/seg², resulta que la fórmula para la d_f nos queda de la siguiente forma:

$$df = 0.00394 v^2 / f$$

El coeficiente de fricción f está condicionado por varios factores, como las llantas del vehículo, su presión, y del tipo de carretera o superficie donde circula.

Para concluir con el cálculo de la velocidad de parada falta hacer una consideración importante, introducir la pendiente p de camino, así la expresión para su cálculo nos queda de la siguiente manera: $dp = [0.278vt+(v^2)] / [254(f+p)]$.

1.9.2. Distancia de Visibilidad de rebase.

Según la SCT (1974), esta distancia es cuando un vehículo cuenta con una distancia precisa para rebasar a otro con facilidad sin correr el riesgo de impactarse con otro del carril opuesto.

1.10. Mecánica de Suelos.

Según Arias (2007), el suelo es la cubierta superficial de la mayoría de la superficie continental de la Tierra. Es un agregado de minerales no consolidados y de partículas orgánicas producidas por la acción combinada del viento, el agua y los procesos de desintegración mecánica y química.

La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la física y las ciencias de la naturaleza como la hidráulica a los problemas que involucran las cargas impuestas sobre algún suelo.

1.10.1. Suelos origen y formación.

Arias (2007), señala que los suelos se forman por la descomposición de las rocas, ya sea de manera mecánica o química.

La descomposición mecánica se da por fenómenos como: sismos, choque de las placas tectónicas, cambio climático, derrumbes, erosión por agua y viento. La desintegración química se da por la interacción de los elementos que forman las rocas con el agua y elementos químicos como el CO₂ presente en el aire, la mayoría de los suelos que se forman por esta interacción son suelos denominados finos.

1.10.2. Relaciones volumétricas y gravimétricas.

De forma ideal un suelo se puede representar como si estuviera formado por tres fases: la sólida, la líquida y la gaseosa.

Con esta idealización se resuelven los problemas que tienen que ver con los suelos, encontrando relaciones entre los pesos y los volúmenes de estas tres fases.

Idealmente un suelo se representa como se muestra a continuación:

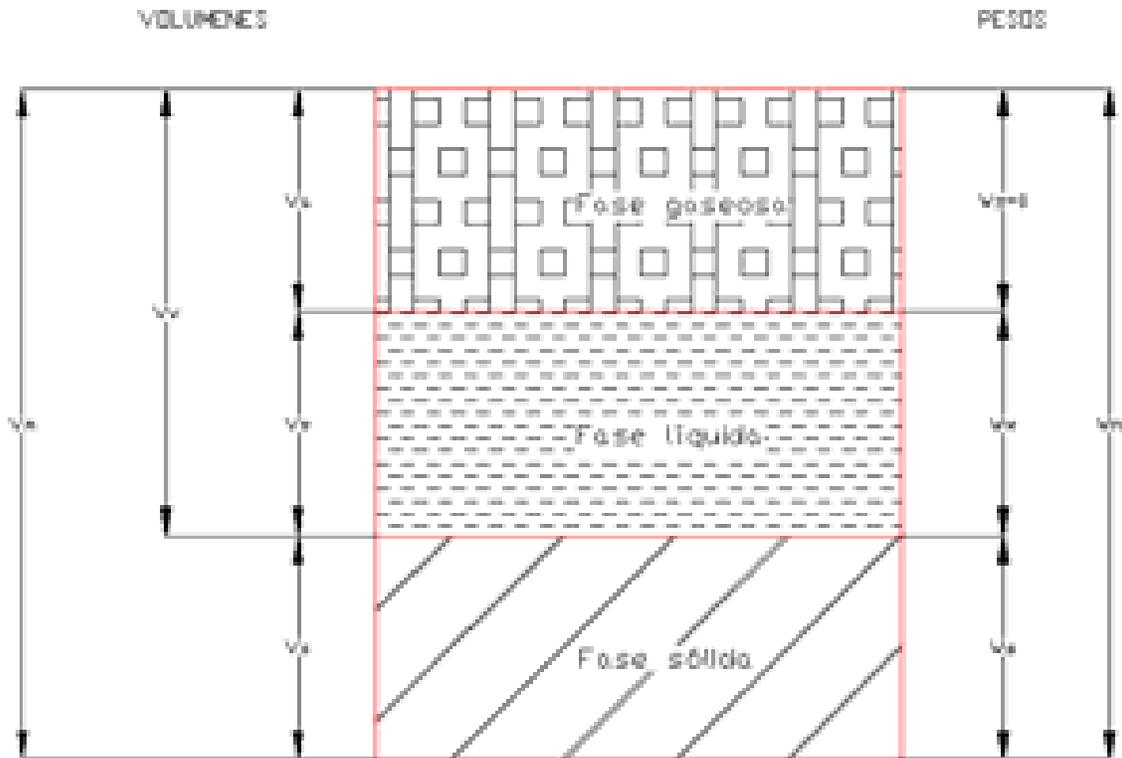


Fig.1.3. Idealización de un suelo.

Donde:

V_m = volumen de la masa.

V_s = volumen de sólidos.

V_v =volumen de vacíos.

V_w =volumen de agua.

V_a =volumen de aire.

W_m =peso de la masa.

W_s =peso de los sólidos.

W_w =peso del agua.

W_a =peso del aire.

Se puede denominar un suelo según la cantidad de agua, masa o gas que tenga: saturado cuando se encuentra en la fase sólida y líquida, seco cuando se presentan la fase sólida y gaseosa y si presenta las tres fases se denomina suelo parcialmente saturado.

1.10.2.1. Relación entre pesos y volúmenes.

A continuación se definen las diferentes relaciones entre peso y volúmenes en una muestra de suelo.

- Relación de vacíos: es un índice que resulta del cociente del volumen de vacíos y del volumen de sólidos de una muestra de suelo. Se representa con la siguiente fórmula: $e = V_v/V_s$ y es adimensional.
- Porosidad: es el valor que resulta de dividir el volumen de vacíos entre el volumen de la masa de un suelo. Su fórmula es la siguiente $(\%) = V_v/V_m * 100$
- Grado de saturación: es el índice que nos permite conocer si el suelo es seco y se calcula con la fórmula $[G_w(\%) = V_w/V_v * 100]$
- Contenido de agua: es la relación del peso del agua que contiene la muestra de suelo con su peso seco.

1.10.3. Granulometría.

Según Arias (2007), la granulometría es la rama de la mecánica de suelos que se encarga de determinar la composición por tamaños de las partículas de un suelo, haciendo pasar este suelo por mallas con aberturas de diferentes tamaños. Se pasa la muestra primero por la malla con abertura más grande, hasta llegar a la más pequeña, para así poder obtener el peso del material que retiene cada malla, calcular su porcentaje respecto al total y definir el peso que pasa.

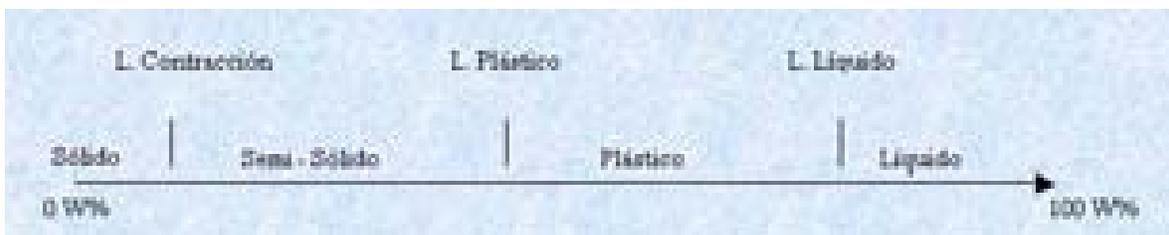
1.10.4. Plasticidad.

De conformidad con Arias (2007), la plasticidad en los suelos es la capacidad que tienen estos de deformarse sin que se produzcan agrietamientos, cambios de volumen o rebote elástico.

1.10.4.1. Límites de consistencia.

Se han propuesto métodos para conocer la plasticidad de las arcillas pero el más aceptado y usado es el de Atterberg, que se basa en el principio de que las arcillas no siempre son plásticas y que este índice depende de su contenido de agua y propone que hay varios estados de consistencia donde w tiende a cero.

Estos estados de consistencia se presentan en la siguiente figura:



1.10.4.2. Límite Líquido.

Este límite es cuando el suelo pasa de un estado semilíquido a un estado plástico y se puede moldear. Para determinarlo se usa el método de la copa de Casagrande.

1.10.4.3. Límite plástico.

Cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado semisólido y se agrieta. En el laboratorio se obtiene formando rollitos con las muestra de suelo con un diámetro aproximado de 3mm, hasta que se agrietan.

1.10.4.4. Límite de contracción.

Cuando el suelo pasa de un estado semisólido a un estado sólido y deja de contraerse al perder la humedad.

El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

1.10.4.5. Carta de Plasticidad.

Conocido el límite líquido y el límite plástico con esta carta se puede tener información sobre el comportamiento del suelo.

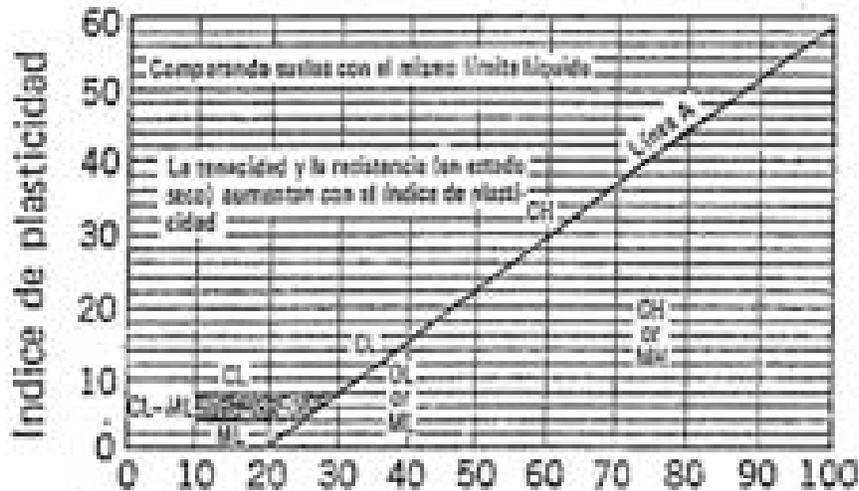


Fig.1.4. Carta de plasticidad.

1.10.5. Consolidación.

Según Rico (1995), la consolidación es un proceso de reducción de volumen de suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la aplicación de carga sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo en la naturaleza.

La consolidación de un suelo de manera natural sucede a lo largo de los años o bien este proceso puede llevarse a cabo en laboratorios de mecánica de suelos para determinar los parámetros indispensables como la capacidad de carga.

El no tomar en cuenta este posible movimiento del suelo al proyectar una estructura sobre él puede llevar a consecuencias graves tales como la inclinación, fisuración e incluso el colapso de la misma. La preconsolidación se hace cargando el terreno con un peso semejante o mayor que el que deberá soportar una vez

construida la obra, para esto se deposita en la zona a usar una cantidad de tierra con el peso equivalente de la obra.

1.10.6. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Arias (2007), señala que el primero en tratar de elaborar una clasificación de suelos fue A. Casagrande, quien fue pionero para que surgiera el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), en el cual se marca el límite entre los suelos gruesos y suelos finos, de acuerdo con el porcentaje de finos que pasan a través de la malla No.200 (0.074mm).

El sistema usa diferentes símbolos según el tipo de suelo, la tabla del SUCS se puede consultar en el apartado de ANEXOS.

1.10.7. Círculos de MOHR.

Según Juárez (1995) en la teoría de la elasticidad se deduce que existen planos perpendiculares llamados planos principales de esfuerzos en los que, los esfuerzos tangenciales son nulos, existiendo únicamente esfuerzos normales denominados principales (σ_1 y σ_3).

1.10.8. Pruebas de Laboratorio.

A continuación se describen algunas pruebas de laboratorio a los materiales usados en carreteras.

Contenido de agua.

Según la página de internet www.imt.mx (2008), con esta prueba se obtiene la cantidad de agua que contienen los materiales para la construcción de una terracería, para conocer su consistencia y posible desempeño. La muestra tomada se mete a un horno para secarla y así determinar el peso del agua con respecto al peso sólido.

Densidades relativas y Absorción.

“Estas pruebas permiten determinar las relaciones masa-volumen de los materiales respecto a la relación masa-volumen del agua, así como la absorción de los materiales y se utilizan para calcular los volúmenes ocupados por el material o mezcla de materiales en sus diferentes condiciones de contenido de agua y el cambio de masa del material debido a la entrada de agua en sus poros, con respecto a su condición en estado seco; las pruebas se realizan de distinta manera en la fracción del material retenida en la malla No.4 (4.75 mm) y en la porción que pasa dicha malla.” (www.imt.mx:2008)

Límites de consistencia.

La página de Internet www.imt.mx (2008) señala que estas pruebas son para encontrar las características de plasticidad, al porcentaje de la muestra usada para terracería que pasa la malla No.40, y los resultados obtenidos nos sirven para clasificar el suelo.

Compactación AASHTO.

“Las pruebas permiten determinar la curva de compactación de los materiales para terracerías y a partir de esta inferir su masa volumétrica seca máxima y su contenido de agua óptimo. Consisten en determinar las masas volumétricas secas de un material compactando con diferentes contenidos de agua, mediante la aplicación de una misma energía de compactación en prueba dinámica y, graficando los puntos correspondientes a cada determinación, trazar la curva de compactación del material.” (www.imt.mx)

1.10.9. Importancia del estudio de mecánica de suelos.

De conformidad con Villalaz (1980), el estudio de mecánica de suelos es muy importante porque con los sondeos que se realizan sobre el terreno para desplantar el camino se puede identificar el tipo de material y los problemas que pudiera haber como es la estabilidad de taludes y cortes, así como la conformación de terraplenes.

Con el estudio se obtiene el perfil estratigráfico del suelo y se determinan sus características físicas y mecánicas, se pueden recomendar según el tipo de suelo la maquinaria que se debe usar en las compactaciones.

Así por medio del estudio de mecánica de suelos se puede decidir sobre los bancos de material que se utilizaran en la construcción del camino.

1.10.10. Diferentes tipos de muestreo.

Según la página de internet del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), www.imt.mx (2008), el muestreo es cuando se obtiene una fracción de suelo con el

que se pretende construir una terracería o material de una ya formada. Con este procedimiento van ligados, el acarreo de la muestra su identificación y protección.

Una muestra se puede obtener de diferentes formas y a continuación se enlistan los tipos de muestras:

1.10.10.1. Muestras cúbicas inalteradas.

En la mecánica de suelos se aplica el término a muestras que han sido obtenidas en una forma tal que su estructura física y sus propiedades permanecen inalteradas con relación a su estado en la masa de suelo de procedencia. Por esta razón no es aceptable la distorsión o contaminación de la muestra. La estructura del suelo, su contenido de humedad, y la configuración han de ser preservados.

1.10.10.2. Muestras representativas.

Son las muestras que se toman de material disgregado, conservando su contenido natural de humedad, envasándolas en material impermeable.

1.10.10.3. Muestras integrales.

Son las muestras que se toman de material disgregado pero de los diferentes estratos del suelo, según el tamaño del estrato es la cantidad que se toma.

1.10.11. Procedimiento para la toma de muestras.

Juárez (1995), señala que los procedimientos para la toma de muestras son los siguientes:

-Métodos de exploración de carácter preliminar:

1. Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
2. Perforación con posteador, barrenos helicoidales o métodos similares.
3. Metodos de lavado.
4. Metodos de penetración estándar.
- 5 .Métodos de penetración cónica.
6. Perforación en boleos y gravas.

-Métodos de sondeo definitivo:

1. Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
2. Metodos de tubo con pared delgada.
3. Metodos rotatorios para roca.

A continuación se describen 2 procedimientos para la toma de muestras.

1.10.11.1. Excavaciones a cielo abierto.

Se realiza este proceso con el fin de obtener muestras cúbicas con un mínimo de alteración. No se requieren equipos especializados para esta labor, bastando un pico y una pala. Estudiado el proyecto para el que se realiza el estudio geotécnico se determinan los puntos más desfavorables, es decir, aquellos que soportarán la mayor carga.

Las excavaciones se efectúan en estos puntos críticos en un rectángulo de 1.5 x 2 m, dimensiones para que un técnico pueda trabajar con relativa holgura. Con el pico y la pala se va extrayendo el material uniformemente del área del rectángulo de trabajo, hasta haber rebasado la capa vegetal a los 60 o 90 cm de profundidad. Se obtiene la muestra sobre el piso de la excavación se marca un rectángulo de 20 x 30 cm de lado y con precaución se van rebajando los alrededores. Extraído el cubo se alisa la cara inferior y se reviste para evitar pérdidas de humedad.

Las muestras se transportaran al laboratorio con sumo cuidado para evitar alteraciones por golpes y movimientos bruscos.

1.10.11.2. Tubos muestreadores de pared fina.

Otro sistema de extracción de muestras se basa en tubos muestreadores, los cuales pueden ser de dos tipos: el de pared fina, también llamado shelby y el partido.

El tubo shelby se hinca en el terreno a presión estática, de forma rápida y velocidad constante. Para esto se hincan unas anclas, dándoles vueltas en el lugar de la perforación; sobre ellas se monta una cruceta en la que se apoya el gato hidráulico que produce la presión necesaria para la hinca.

CAPÍTULO 2

DRENAJE

Un aspecto importante a tomar en cuenta en el diseño de carreteras, es el drenaje; muchas carreteras han colapsado por un deficiente sistema de drenaje tanto a nivel longitudinal como transversal, como consecuencia también de un deficiente estudio hidrológico.

2.1. Antecedentes históricos del drenaje en carreteras.

Se puede considerar como antecedente de los drenajes de caminos a las obras de canalización realizadas por los romanos, mismas que servían para desalojar el agua de los edificios y calles hacia lugares alejados de la población.

Los famosos caminos romanos se hacían según estos lineamientos: hecho el trazado, los soldados excavaban una zanja a cada lado, para drenaje. La tierra removida se acumulaba en el centro y se la apisonaba. Se buscaban y cortaban piedras de los alrededores para ensamblarlas en varias capas hasta establecer una capa que soportara el paso de los carros de guerra.

La primera calzada romana se construyó en el año 312 A.C. y unía Roma con Capua, en el sur; posteriormente se amplió hasta Bríndisi, al este. La calzada, conocida como Vía Apia, marcó un hito en la construcción de caminos, con su superficie seca y relativamente lisa, firme y bien drenada. Un canal central dividía en ocasiones la calzada.

2.2. Objetivo del drenaje.

Según Crespo (2005), el objetivo del drenaje en una carretera es evitar que el agua entre a la superficie de rodamiento de una carretera, y que la que alcance a llegar sea desalojada rápidamente.

Si un camino cuenta con un drenaje perfectamente diseñado, este no será invadido y dañado por el agua, no se formaran baches porque el agua que entra es desalojada sin dañar el camino, no habrá estancamientos que causen problemas como reblandecimiento o asentamiento de las terracerías.

Evita que el agua de arroyos y pequeñas corrientes sea remansada, y en los terraplenes evita su saturación para evitar los deslaves.

La buena planeación del drenaje en un camino es muy importante y debe ser tomado muy en serio al momento de hacer el proyecto, se debe considerar que el camino quede sobre suelos estables, aunque esta es un condición que es difícil de cumplir porque para el proyecto se debe seguir un alineamiento y es lo que lleva a que el camino se desplante sobre suelos variados, con lo cual las obras de drenaje se diseñan para las condiciones solicitadas.

Investigaciones realizadas a caminos que se encuentran dañados han revelado que su mal estado se debe a la inadecuada construcción del sistema de drenaje.

2.3. Estructuras de drenaje en carreteras.

Como señala Crespo (2005), en las carreteras se utilizan diferentes tipos de obras de drenaje, las cuales se dividen para su estudio en: obras de drenaje superficiales y obras de drenaje subterráneo.

2.3.1. Obras de drenaje superficial.

Estas obras se construyen para captar el agua que pudiera entrar al camino y esta sea desalojada mediante estas obras de manera rápida.

Las obras que se utilizan para este fin son las cunetas, contracunetas, el bombeo, lavaderos, bordillos, alcantarillas, puentes, vados, etc.

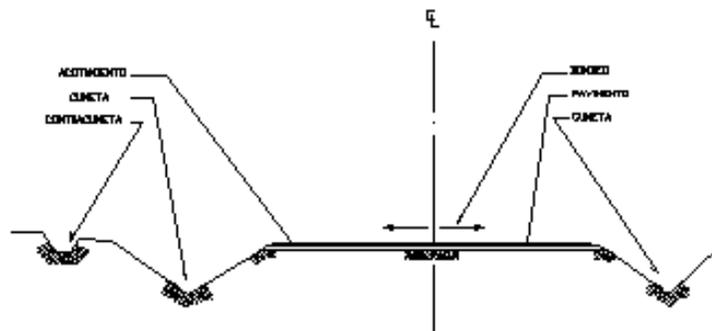


Fig.2.1. Se muestran las obras de drenaje superficial.

2.3.1.1. Las Cunetas.

Son las obras que se construyen para captar el agua que escurre sobre la carpeta asfáltica o corona del camino, se localizan en ambos lados para captar el agua de la mitad del camino cada lado o de todo el camino cuando se construyen en

las curvas, también son construidas adyacentes a los taludes para evitar se saturen y colapsen.

Para su revisión hidráulica se utiliza el nomograma de IZZARD.

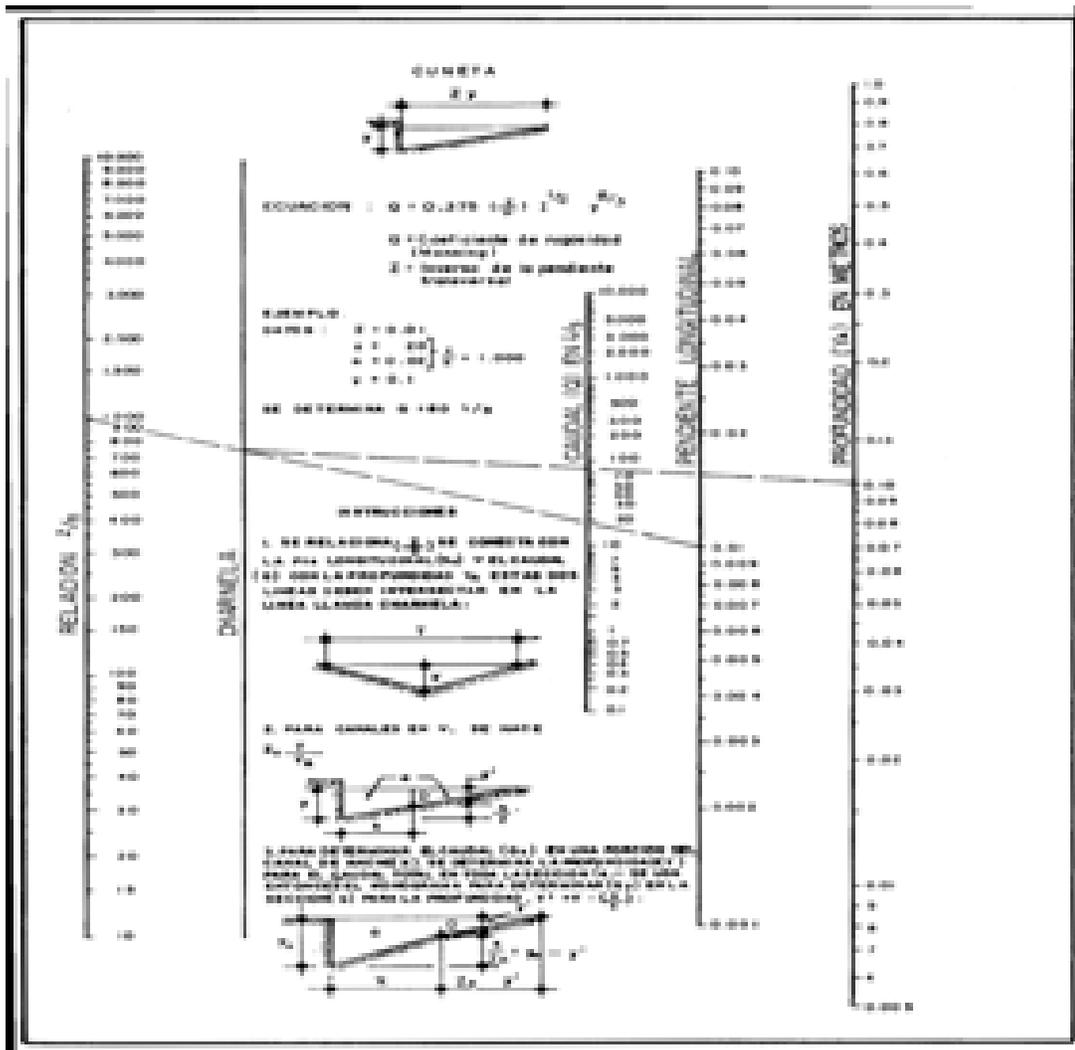


Fig.2.2.Nomograma de Izzard para canales triangulares.

2.3.1.2. Las Contracunetas.

Estas obras se construyen para captar agua antes de que llegue a la cuneta y así evitar que esta rebase su capacidad para la que fue proyectada.

Se ubican perpendiculares al terreno, y tienen además de la función antes mencionada evitar que el agua llegue a los cortes y terraplenes y estos pierdan estabilidad.

2.3.1.3. Bombeo del camino.

Es la pendiente transversal descendiente de la corona de un camino, a partir del eje, hacia ambos lados.

En nuestro país se emplean pendientes del 2% si es pavimento flexible y de 1.5% en concreto.

2.1.1.4. Lavaderos.

Son obras que se construyen para dar salida al agua que puede causar problemas de erosión en el camino y su función es evitarlos, estos se construyen de concreto, mampostería o piedra. Cuando se construyen sobre terrenos con pendiente elevada es necesario que se anclen para evitar que se deslicen.

2.3.1.5. Alcantarillas.

Son estructuras que se construyen transversales al camino, colocadas sobre el terreno en una o varias líneas para dar paso libre al agua de un lado a otro de la vialidad, estas se diferencian de los puentes en que sobre la alcantarilla siempre va una cama de tierra el claro máximo es de 6 metros y sobre los puentes no va cama de tierra, se componen de un cañón o barril y de dos muros de cabeza (uno en cada extremo).

El cañón es por donde circula el agua y los muros de cabeza tienen la función de evitar la erosión a la entrada del agua y de acuerdo al cañón se clasifican en: alcantarillas de cajón, de bóveda y de tubo.

Se deben colocar en el fondo de la corriente que se desagua o en otro punto donde cumpla la función de dar paso libre a una corriente.

Se clasifican según su ubicación en normal y esviada, cuando el esviajamiento es igual o menor a 5 grados, se construye perpendicular al camino como se indica en la figura.

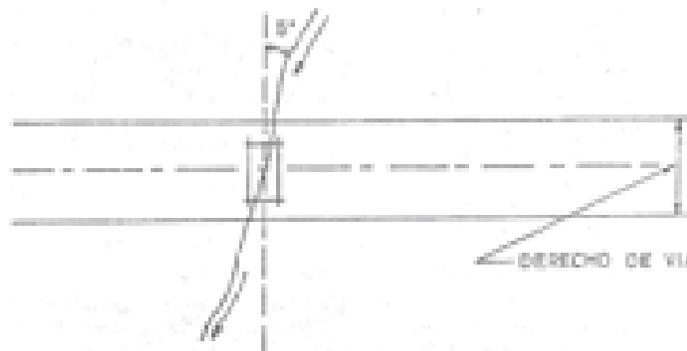


Fig. 2.3. Ubicación de una alcantarilla.

2.3.2. Obras de drenaje subterráneo.

Son obras que se construyen con el fin de captar el agua subterránea que puede causar problemas de inestabilidad al camino, mediante ductos subterráneos. De estas obras depende la seguridad y estabilidad del camino.

Son necesarias para mantener el camino libre de agua y no dañar su estructura.

2.3.2.1. Drenes ciegos.

Son excavaciones que se rellenan de piedra triturada o grava, las cuales son colocadas bajo las cunetas en ambos lados del camino y sus medidas van desde los 45 cm a 60 cm de ancho por 90 cm de profundidad.



Fig.2.4. Dren ciego: composición, tamaño y ubicación.

Su buen funcionamiento depende de la pendiente con que sea construido para dar salida al agua rápidamente.

Su mala construcción empeoraría su funcionamiento en lugar de dar salida al agua subterránea la almacenaría donde se supone que debía ser retirada.

El material para la construcción de estos drenes debe ser bien graduado para que sea un buen filtro y así evitar que se azolven cuando hay tormentas fuertes.

2.3.2.2. Drenes de tubo.

Es mejor opción que el dren ciego, pero para que funcione mejor que este debe cumplir con ciertos requerimientos como la calidad del tubo, no se debe agrietar cuando sea colocado bajo cargas de tránsito fluido, las juntas deben ser flexibles para que el tubo se amolde a los desniveles del terreno por la inestabilidad de algunos suelos, también cuando trabaje a presión las juntas deben estar perfectamente selladas, las perforaciones para que se filtre el agua en el tubo deben ser las adecuadas para que no haya azolve, además de ser resistentes a la corrosión, erosión y desintegración.



Fig.2.5. Dren tubo.

2.3.2.3. Zanjas.

Son excavaciones con medidas entre los 60 cm de base y altura que va de los 90 cm a 120 cm que se hacen en las zonas bajas alledañas al camino paralelamente con la función de mantener el nivel de aguas freáticas en un nivel considerable para que no cause daños a la estructura.

2.4. Hidrología.

Según Aparicio (1992), la hidrología es una disciplina científica dedicada al estudio de las aguas de la tierra, incluyendo su presencia, distribución y circulación a través del ciclo hidrológico, y las interacciones con los seres vivos. También trata de las propiedades químicas y físicas del agua en todas las fases en que se presenta en la naturaleza.

2.4.1. Origen de la hidrología.

Se remonta su origen a épocas antiguas, cuando se llevaron las primeras obras de abastecimiento de agua a ciudades o para riego, o a los estudios realizados por estudiosos de la antigüedad para conocer el medio físico que nos rodea.

Como señala Monsalve (1999), Platón y Aristóteles fueron los primeros en hablar acerca del ciclo del agua aunque de forma no muy acertada.

En el S.XVI Da Vinci definió por primera vez el ciclo del agua, le siguió el francés Perrault, quien mediante aforos del río Sena determinó una fórmula para obtener su caudal.

En 1700 Halley, un astrónomo inglés encontró una relación entre la precipitación, evaporación y caudal.

Pero fue en 1930 cuando esta ciencia empezó a tener desarrollo de forma cuantitativa.

2.4.2. Ciclo del agua.

Aparicio señala (1992), que el ciclo del agua es la circulación de esta en la tierra. No se presenta ninguna reacción química, el agua solo va de un lugar a otro cambiando de estado.



Fig.2.6. Ciclo del agua.

2.4.3. Cuenca hidrológica.

Según Monsalve (1999), una cuenca es una zona definida topográficamente y delimitada por el parteaguas donde el agua que entra es drenada por un cauce principal o sistema de corrientes de modo que el agua es conducida a un punto de salida.

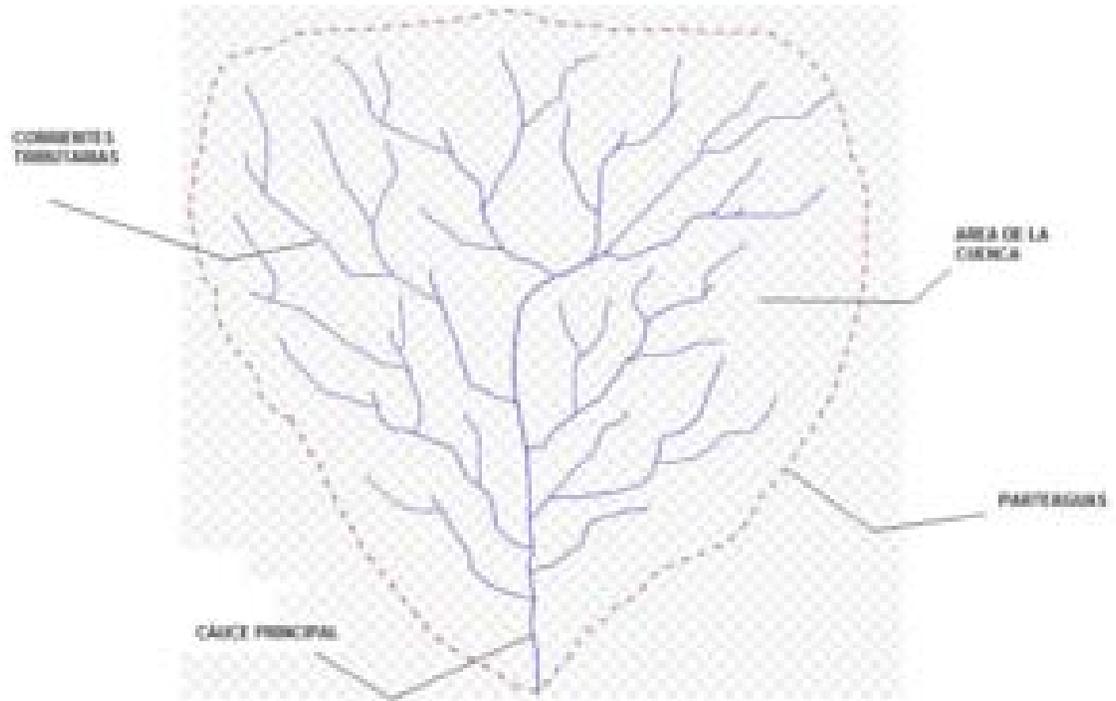


Fig.2.7. Partes de una cuenca

De acuerdo con Aparicio (1992), hay dos tipos de cuencas: la endorreica (cerrada) la cual su punto de descarga es un lago y la exorreica (abierta) donde el punto de descarga es otro río o el mar.

2.4.3.1. Pendiente de la cuenca.

La pendiente media constituye un elemento importante en el efecto del agua al caer a la superficie, por la velocidad que adquiere y la erosión que genera y para su cálculo se mencionaran tres criterios.

2.4.3.1.1. Criterio de Alvord.

Analiza la pendiente existente entre curvas de nivel, trabajando con la faja definida por las líneas medias que pasan entre las curvas de nivel. Para una de ellas la pendiente es (Fig. a):

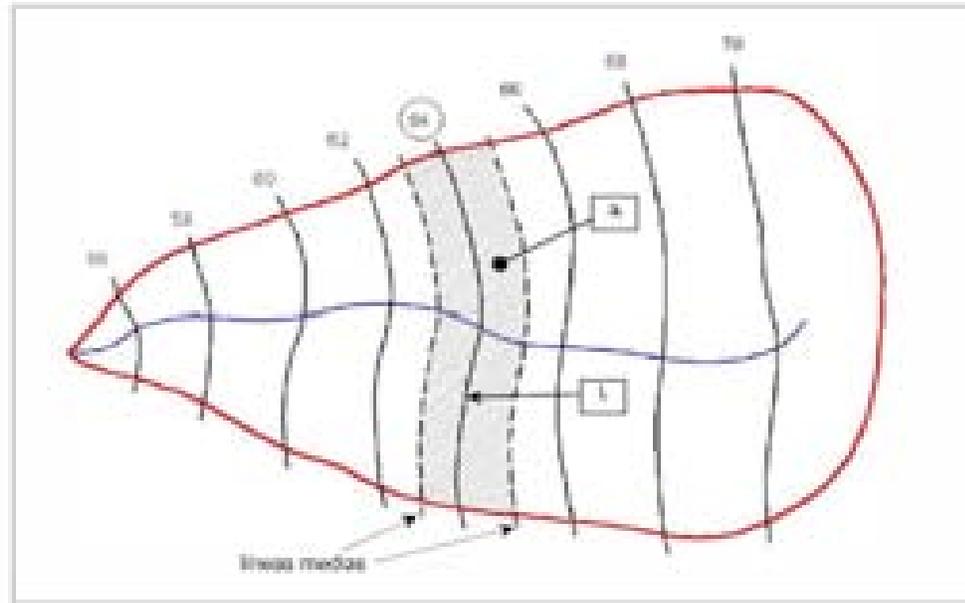


Fig.2.8. Esquema de análisis y ejemplo para el cálculo de la pendiente en una faja según Alvord.

$$S_i = \frac{D}{W_i} \quad \text{y} \quad W_i = \frac{a_i}{l_i}$$

Siendo:

S_i : pendiente de la faja analizada i

D : desnivel entre líneas medias, aceptado como desnivel entre curvas (equidistancia)

W_i : ancho de la faja analizada i

a_i : área de la faja analizada i

l_i : longitud de la curva de nivel correspondiente a la faja analizada i

$$S = \frac{D \cdot L}{A}$$

y finalmente

Siendo:

S: pendiente media de la cuenca

L: longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca (Tabla 1)

A: área de la cuenca

Curva de cota	Longitud (km)
56	33.55
58	51.45
...	...
...	...
...	...
...	...
...	...
Long. total	380.10

Tabla 1. Ejemplo cuadro de longitud de curvas de nivel.

2.4.3.1.2. Criterio de Horton.

Consiste en trazar una malla de cuadrados sobre la proyección planimétrica de la cuenca orientándola según la dirección de la corriente principal. Si se trata de una cuenca pequeña, la malla llevará al menos cuatro (4) cuadros por lado, pero si se trata de una superficie mayor, deberá aumentarse el número de cuadros por lado, ya que la precisión del cálculo depende de ello.

Una vez construida la malla, en un esquema similar al que se muestra en la Fig. b, se miden las longitudes de las líneas de la malla dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel.

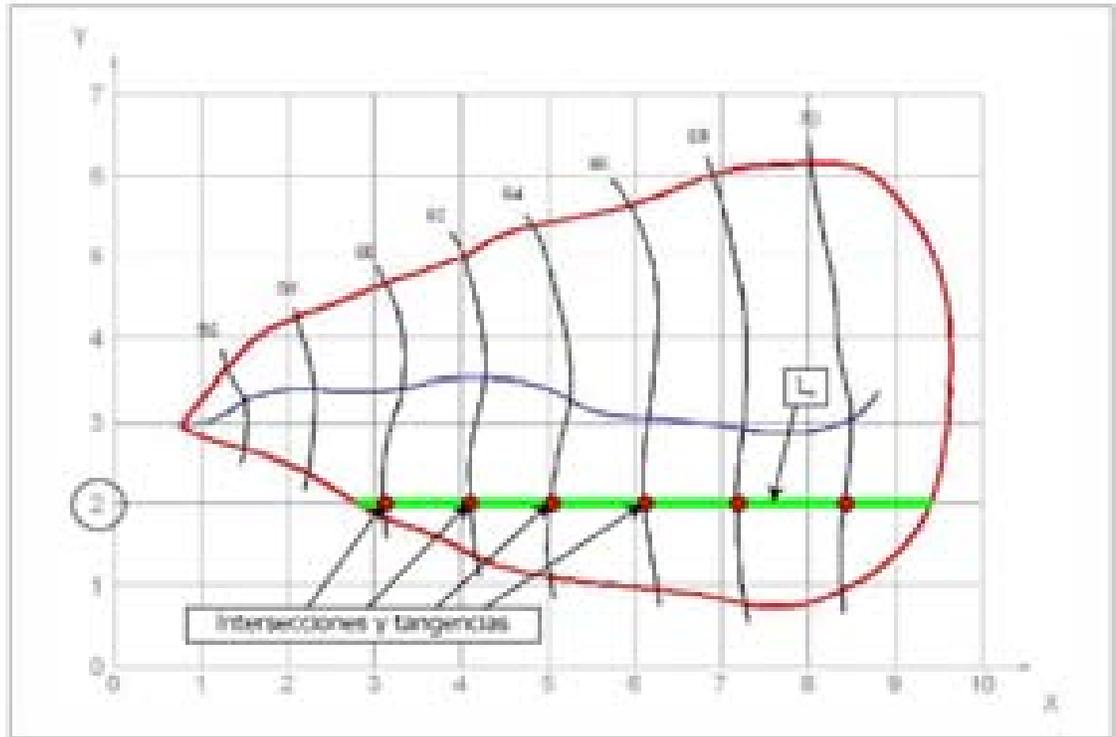


Fig.2.9. Malla para el análisis y ejemplo para el cálculo de la pendiente de la cuenca según Horton.

La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se calcula así:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

Siendo:

Sx pendiente en el sentido x

Sy pendiente en el sentido y

N_x número total de intersecciones y tangencias de líneas de la malla con curvas de nivel, en el sentido x

N_y número total de intersecciones y tangencias de líneas de la malla con curvas de nivel, en el sentido y

D equidistancia entre curvas de nivel

L_x longitud total de líneas de la malla en sentido x, dentro de la cuenca

L_y longitud total de líneas de la malla en sentido y, dentro de la cuenca (Tabla 2)

Número de la línea de la malla	Intersecciones		Longitudes (km)	
	N_x	N_y	L_x	L_y
0
1
2
3
...
...
...
...
...
Suma parciales				
Suma total				

Tabla 2.1. Tabla para el cálculo de la pendiente en la cuenca según Horton.

2.4.3.1.3. Criterio de Nash.

Actuando en forma similar al criterio de Horton, se traza una cuadrícula en el sentido del cauce principal (Fig. c), que debe cumplir la condición de tener aproximadamente 100 intersecciones ubicadas dentro de la cuenca. En cada una de ellas se mide la distancia mínima (d) entre curvas de nivel, la cual se define como el segmento de recta de menor longitud posible que pasando por el punto de

intersección, corta a las curvas de nivel más cercanas en forma aproximadamente perpendicular. La pendiente en ese punto es:

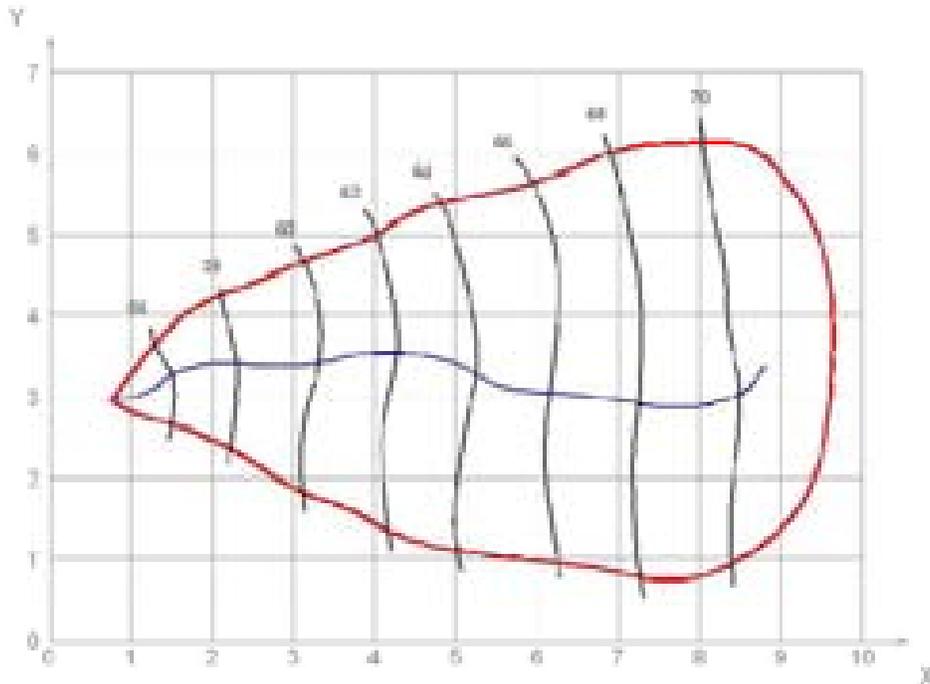


Fig.2.10. Malla de análisis y ejemplo para el cálculo de la pendiente de la cuenca según Nash.

$$S_i = \frac{D}{d_i}$$

Donde:

S_i = pendiente en un punto intersección de la malla

D = equidistancia entre curvas de nivel

d_i = distancia mínima de un punto intersección de la malla entre curvas de nivel

$$S = \frac{\sum S_i}{n}$$

Siendo:

S pendiente media de la cuenca

n número total de intersecciones y tangencias detectadas

Cuando una intersección ocurre en un punto entre dos curvas de nivel del mismo valor, la pendiente se considera nula y esos son los puntos que no se toman en cuenta para el cálculo de la pendiente media.

Con ese procedimiento, la pendiente media de la cuenca es la media aritmética de todas las intersecciones detectadas, descontando de dicho calculo aquellas intersecciones con pendiente nula. Los datos deben procesarse según la siguiente Tabla 3:

Intersección	Coordenadas		Distancia mínima (km)	Pendiente
1	0	8	15.3	3.92×10^{-4}
2	1	9	16.2	3.75×10^{-4}
3	1	8	15.2	5.22×10^{-4}
...
...
...
...
...
Pendiente media de la cuenca				

Tabla 2.2. Ejemplo del cálculo de la pendiente en la cuenca según Nash.

2.4.3.2. Parámetros del cauce principal.

Según Aparicio (1992), para conocer el grado de bifurcación de un sistema de drenaje de una cuenca se deben considerar el orden de las corrientes y la densidad de drenaje.

El orden de la corriente principal se calcula como se ilustra en la siguiente figura:

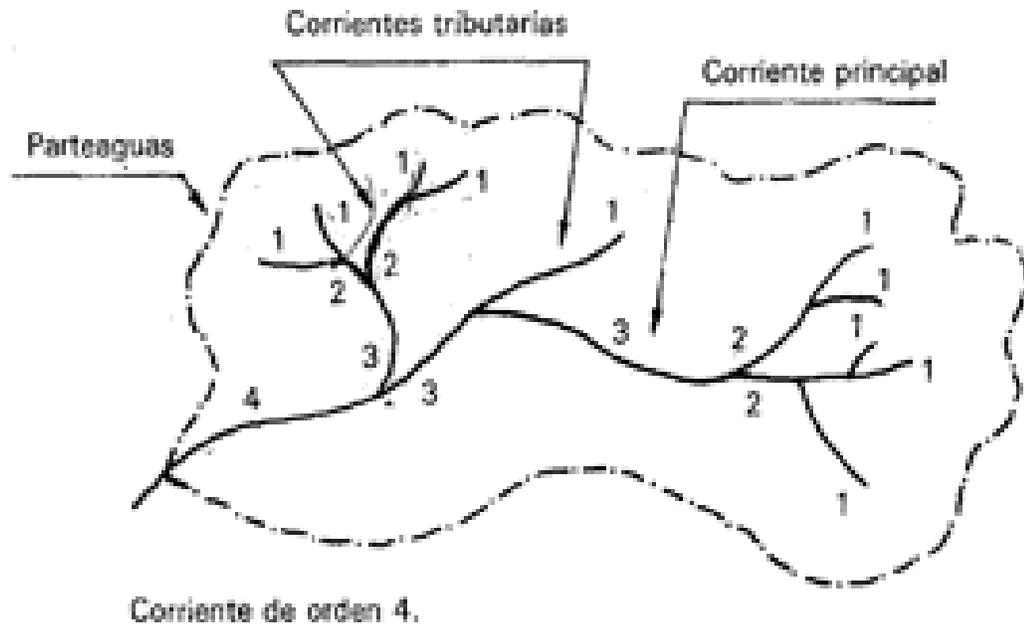


Fig. 2.11. Orden de las corrientes.

La densidad de drenaje se calcula con la siguiente fórmula: $D_d = \frac{L_s}{A}$

Donde:

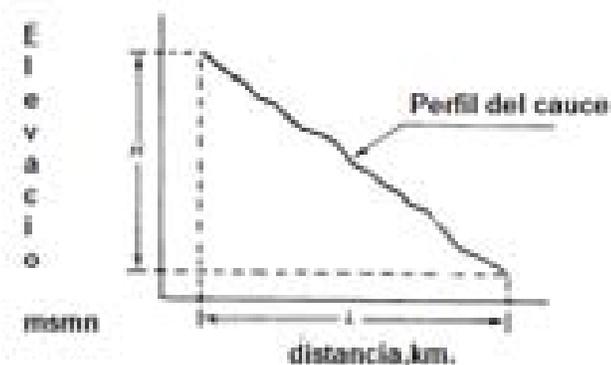
L_s = longitud total de las corrientes

A = área de la cuenca

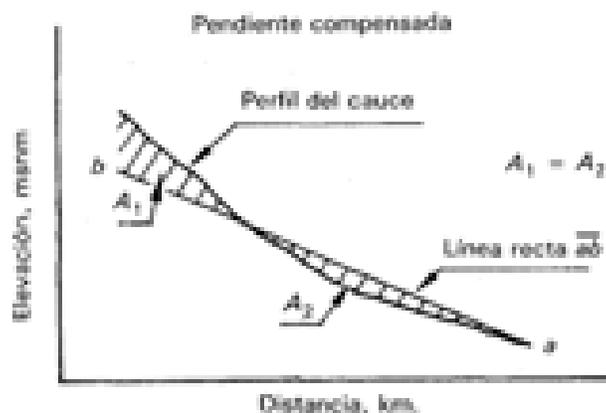
Un parámetro importante del nivel de respuesta de una cuenca ante una tormenta es la pendiente de la corriente principal.

Para calcular la pendiente de la corriente principal hay diferentes métodos de los cuales se presentan tres a continuación:

a) El primer criterio define a la pendiente como la diferencia de nivel que hay entre los dos extremos de la corriente principal dividida entre su distancia planimétrica.



b) El segundo criterio es gráfico y en una grafica sobre el perfil de la corriente principal se traza una línea que inicia en el final del perfil del cauce aguas abajo y se prolonga aguas arriba, esta línea por tanteos debe irse moviendo para que haya aéreas equitativas arriba y debajo de la línea como se indica en la siguiente figura:



c) Criterio de Taylor y Schwarz: Una forma más precisa que la anterior de aproximarse al valor real consiste en aplicar el criterio de Taylor y Schwarz, que considera al río formado por una serie de canales de pendiente uniforme, en los cuales el tiempo de recorrido del agua es igual al del río. Entonces, dividiendo al cauce principal del río en "m" tramos iguales de longitud Vx , el tiempo de recorrido por tramo será:

$$V_i = \frac{\Delta x}{t_i} \quad t_i = \frac{\Delta x}{V_i}$$

Donde:

V_i velocidad media en el tramo i considerado

Δx longitud de cada tramo, igual a la longitud total del cauce dividido por el número de tramos m (Δx es igual para todos los tramos i considerados)

t_i tiempo de recorrido del flujo de agua por el tramo i considerado

Adoptando como válida la expresión de Chezy, se tiene que:

$$V_i = C_i \sqrt{R H_i S_i} \quad V_i = K \sqrt{S_i}$$

Entonces el tiempo de recorrido del tramo será:

$$t_i = \frac{\Delta x}{K \sqrt{S_i}} \Rightarrow T = \sum t_i$$

Donde:

V_i velocidad media del flujo de agua en el tramo i considerado

C_i coeficiente de Chezy en el tramo i considerado

$R H_i$ radio hidráulico en el tramo i considerado

S_i pendiente media en el tramo i considerado

K constante

T tiempo total del recorrido del flujo de agua por el cauce

El tiempo total de recorrido (T) será igual a la suma de los tiempos parciales de los “ m ” tramos, y puede calcularse como:

$$T = \frac{L}{V} \Rightarrow V = K \sqrt{S} \Rightarrow T = \frac{L}{K \sqrt{S}}$$

Donde:

L longitud total del cauce

V velocidad del flujo de agua por el cauce

S pendiente media del cauce

Igualando expresiones:

$$\frac{L}{K\sqrt{S}} = \sum \left\{ \frac{\Delta x}{K\sqrt{S}} \right\} \Rightarrow \frac{L}{K\sqrt{S}} = \frac{\Delta x}{K} \sum \left\{ \frac{1}{\sqrt{S}} \right\} \quad ; \quad m = \frac{L}{\Delta x}$$

$$\sqrt{S} = \frac{m}{\sum \left\{ \frac{1}{\sqrt{S_i}} \right\}} \quad S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

Donde:

m = número de segmentos iguales en los que se divide el cauce principal

Para la resolución, se debe hacer la siguiente Tabla:

Tramo	Desnivel (m)	Pendiente del tramo S _i (cm/km)	1/√S _i
1
2
...
...
...
...
...
...
...
...
m
		Σ =

Tabla.2.3. Calculo de la pendiente del cauce según Taylor y Schwarz.

2.4.4. Precipitación.

Según Aparicio (1992), la precipitación se incluye todo tipo de agua que cae o se deposita sobre la superficie terrestre, ya sea en forma líquida o sólida. La formación de la precipitación impone la existencia de condensación dentro de la atmósfera debida al enfriamiento de ella.

Existen diversas formas de condensación:

1. Por elevación frontal. El aire húmedo sube sobre el aire frío.
2. Por elevación orográfica. Elevación de una masa de aire húmedo cuando intenta traspasar un obstáculo o una región montañosa.
3. Por elevación convectiva. Se produce por el calentamiento del aire (sobre todo en verano) que hace que se cree una corriente de convección que arrastra a toda la masa de aire húmedo hacia arriba.

2.5.4.1. Tipos de lluvia.

Las lluvias se clasifican atendiendo a su formación en:

1. Convectivas. Este tipo de lluvias se forma por procesos de evaporación debidos a la insolación, de forma que el aire húmedo formado en las capas bajas asciende por calentamiento a las capas altas, donde se enfría produciéndose la condensación y la lluvia.
2. Orográficas. Se producen en las zonas montañosas donde las masas de aire húmedo se enfrían al elevarse por la presencia de las mismas. Dicho enfriamiento lleva consigo la condensación y posterior precipitación.
3. Ciclónicas. Son las asociadas a los ciclones tropicales o borrascas y producen lluvias generalizadas.

2.4.4.2. Medición de las precipitaciones.

La medida de la precipitación sobre una cuenca se realiza por medio de los pluviómetros. Se basan en la captación de la precipitación (lluvia) en un elemento denominado colector. La precipitación se mide por volumen o pesada y su registro se realiza por lectura directa o por registro gráfico o electrónico. La medición de la precipitación es la operación con mayor riesgo de error debido a los siguientes factores:

- a) Los elementos cercanos al pluviómetro, árboles, edificios, pueden variar la distribución de la lluvia.
- b) Las medidas de la lluvia son operaciones irrepetibles.
- c) Las medidas pluviométricas son siempre inferiores a las reales debido a la evaporación, efecto pantalla, etc.
- d) La distribución de la lluvia es muy irregular sobre todo durante las precipitaciones tipo tormenta.

2.4.4.3. Tipos de pluviómetros

1. Registradores. Este tipo de pluviómetros suministra la curva de lluvia en función del tiempo. Este gráfico puede ser un pluviograma o un hietograma. El hietograma es el gráfico de la intensidad de la lluvia en función del tiempo, mientras que el pluviograma es la distribución en el tiempo de la precipitación acumulada. Por ello el pluviograma es la integral en el tiempo del hietograma.

2.4.4.4. Análisis de la precipitación.

La precipitación en un punto es un proceso estocástico con periodicidad e intensidad muy variables dependiendo de las estaciones. Los parámetros básicos a considerar son:

- Duración de la lluvia;
- Intensidad media de la lluvia;
- Volumen total de la precipitación;
- Tiempo entre precipitaciones sucesivas;

A nivel de cálculo el valor más importante es el volumen total de precipitación P , que puede calcularse según la ecuación $P = I \cdot t$, siendo I la intensidad media y t la duración. Estos dos parámetros no son independientes ya que como se observa experimentalmente a mayor intensidad la duración es menor y a la inversa.

2.4.4.5. Curvas (Intensidad, Duración, Frecuencia).

En el análisis de la distribución de la precipitación en un punto, además de la relación entre la intensidad y la duración de la tormenta (curvas intensidad–duración), es necesario introducir el concepto de probabilidad o de frecuencia con el fin de poder evaluar riesgos en obras de ingeniería. Este tipo de curvas denominadas IDF tiene la forma general:

$$I = (a \cdot T^n) / (t + b)^m$$

Donde:

I es la intensidad de la tormenta, t es el tiempo de duración, y T el período de retorno en años (probabilidad de que la intensidad de la tormenta I sea de valor $1/T$).

Los parámetros a, b, m y n son función de las características meteorológicas de la zona y deberán ser estimados a partir de los datos experimentales.

2.4.4.6. Cálculo de la precipitación en una cuenca.

En una cuenca suficientemente extensa pueden existir datos de varias estaciones pluviométricas, y se plantea el problema de evaluar una precipitación media. Existen los siguientes métodos de cálculo:

1. Media aritmética de las precipitaciones. Se calcula la precipitación media como la media aritmética de las precipitaciones. Este método sólo es aceptable si existen muchas estaciones y se observa que la precipitación es similar en todas ellas. Además, el valor calculado no incluye ningún tipo de valoración de la distribución espacial de las estaciones.

2. Método de los polígonos de Thiessen. Se basa en asignar cada punto de la cuenca a la estación más próxima; se deben unir las estaciones de dos en dos y dibujar las mediatrices de estos segmentos, asignando a cada estación el área limitada por las poligonales que forman las mediatrices. La precipitación media será $P_m = \frac{\sum(P \cdot S)}{\sum(S)}$.

3. Método de las isoyetas. En la hipótesis de tener suficientes datos como para poder dibujar las isoyetas, se puede utilizar este método que consiste en asignar al área entre cada dos isoyetas la precipitación media de ellas.

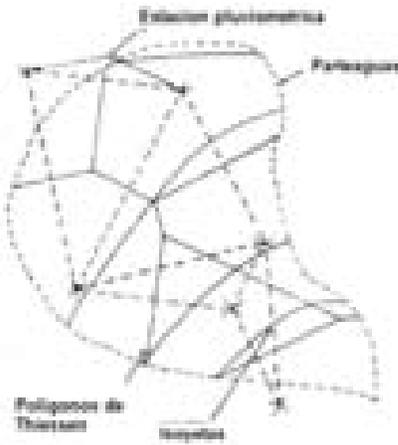


Fig.2.12. Polígonos de Thiessen.

2.4.5. Escurrimiento.

“El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada- sigue diversos caminos

hasta llegar a la salida de la cuenca. Conviene dividir estos caminos en tres clases: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo.

2.4.5.1 Origen de los diferentes tipos de escurrimiento.

Una vez que la precipitación alcanza la superficie del suelo, se infiltra hasta que las capas superiores del mismo se saturan. Posteriormente, se comienzan a llenar las depresiones del terreno y, al mismo tiempo, el agua comienza a escurrir sobre su superficie. Este escurrimiento, llamado flujo en la superficie del terreno, se produce mientras el agua no llegue a cauces bien definidos (es decir, que no desaparecen entre dos tormentas sucesivas). En su trayectoria hacia la corriente más próxima, el agua que fluye sobre el terreno se sigue infiltrando, e incluso se evapora en pequeñas cantidades. Una vez que llega a un cauce bien definido se convierte en escurrimiento en corrientes.

El flujo sobre el terreno, junto con el escurrimiento en corrientes, forma el escurrimiento superficial. Una parte del agua de precipitación que se infiltra escurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él. A esta parte del escurrimiento se le llama escurrimiento subsuperficial; la otra parte, que se infiltra hasta niveles inferiores al freático, se denomina escurrimiento subterráneo.

De los tres tipos de escurrimiento, el superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con: una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que constituye el escurrimiento directo. El escurrimiento subterráneo es el que de manera más lenta llega hasta la salida de la cuenca (puede tardar años en llegar), y, en general, difícilmente se le puede relacionar con una tormenta particular,

a menos que la cuenca sea demasiado pequeña y su suelo muy permeable. Debido a que se produce bajo el nivel freático, es el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el escurrimiento base.

El escurrimiento sub superficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi tan lento como el subterráneo, dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo; por ello es difícil distinguido de los otros dos. Cuando es relativamente rápido se le trata junto con el escurrimiento superficial, y cuando es relativamente lento se le considera parte del subterráneo.

La clasificación anterior, aunque ilustrativa, no deja de ser arbitraria. El agua puede comenzar su viaje hacia la corriente como flujo superficial e infiltrarse en el camino, terminando como escurrimiento subsuperficial o subterráneo. A la inversa, el escurrimiento sub superficial puede emerger a la superficie si en su camino se encuentra con un estrato muy permeable que aflora en una ladera. Lo importante en realidad es la rapidez con que una cuenca responde a una tormenta, pues esto es lo que determina la magnitud de las correspondientes avenidas.

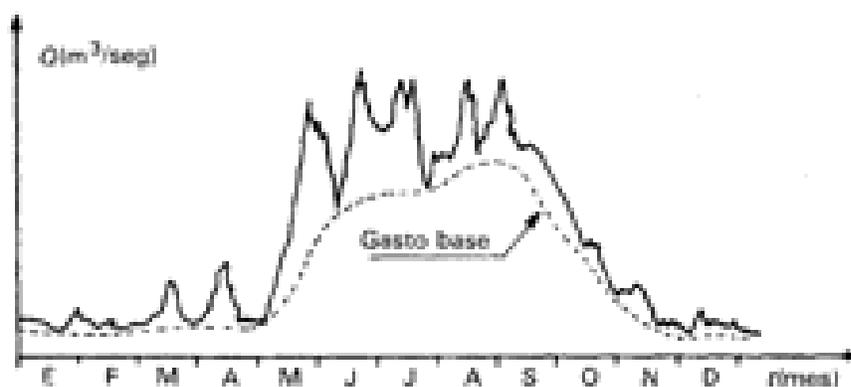


Fig. 2.8.Hidrograma

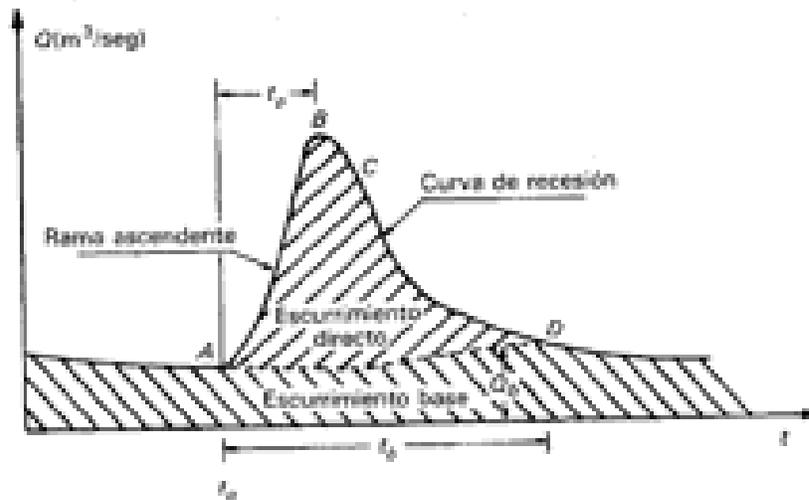


Fig. 2.13. Hidrograma aislado

2.4.5.2. Hidrogramas y su análisis.

Si se mide el gasto (que se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo) que pasa de manera continua durante todo un año por una determinada sección transversal de un río y se grafican los valores obtenidos contra el tiempo, se obtendría una gráfica como la de la figura 6. Una gráfica como la anterior se denomina hidrograma, como cualquiera que relacione el gasto contra el tiempo. La figura 6 representa un hidrograma anual; si la escala del tiempo se amplía de tal manera que se pueda observar el escurrimiento producido por una sola tormenta, se tendría una gráfica como la que se muestra en la figura 7. Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía no sólo de una cuenca a otra sino también de tormenta a tormenta.” (Aparicio; 1992:27, 28,29).

2.4.6. Infiltración.

Como señala Aparicio (1992), la infiltración es el proceso por el cual el agua superficial se introduce en las capas internas del suelo debido básicamente a las fuerzas gravitatorias, aunque también intervienen fuerzas de tipo capilar así como otras de naturaleza más compleja como química, etc.

El agua infiltrada puede llegar a los acuíferos, ríos, lagos o al mar, o bien puede quedar retenida en el suelo y volver a la atmósfera por fenómenos de evaporación y/o transpiración.

La infiltración depende de:

- a) Las características del suelo, permeabilidad y estado de humedad del mismo.
- b) Las características de la cubierta vegetal.
- c) La intensidad y duración de la lluvia.
- d) El estado de la superficie del suelo, laboreo, etc.
- e) Las características del agua, temperatura, impurezas, etc.

2.4.6.1. Parámetro de la infiltración.

El proceso de infiltración es decreciente con el tiempo. En una lluvia de duración prolongada, la infiltración en el momento inicial es muy importante, ya que posteriormente la infiltración unitaria va decreciendo para finalmente estabilizarse manteniéndose constante.

La fórmula de Horton representa este tipo de proceso según la ecuación:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) e^{-k \cdot t}$$

Donde $f(t)$ representa la infiltración unitaria en mm/hora; f_0 (mm/hora) es la infiltración inicial; f_c es la infiltración final o de equilibrio en mm/hora; k es el coeficiente de decrecimiento de la capacidad de infiltración; y t es el tiempo en horas.

Existe otra fórmula de infiltración reciente, que se conoce como ecuación de Philip:

$$f(t) = [0.5St/2] + A$$

Donde $f(t)$ es la infiltración en función del tiempo; t es el tiempo; S es un coeficiente de absorción en función del potencial de sección; y A es la infiltración inicial.

2.4.6.2 Medida de la infiltración.

Existen dos tipos de infiltrómetros, los de flujo y los de lluvia.

1) Infiltrómetro de flujo. Evalúa la infiltración calculando la cantidad de agua que se infiltra en el terreno cuando sobre él existe una altura de agua fija y conocida.

Está formado habitualmente por uno o dos cilindros concéntricos que se insertan en el terreno (la profundidad normal es de 5 cm.). En el cilindro interior se mantiene agua con una altura de 0,5 cm y se evalúa la infiltración en una hora.

2) Infiltrómetros de lluvia. Comprenden un área del orden de 4 a 8 m² sobre la que se produce una lluvia artificial de distintas intensidades. Cuando se calcula el equilibrio entre lluvia y escorrentía se puede deducir la infiltración por diferencia.

2.4.7 Agua subterránea.

El agua subterránea es la que se encuentra bajo la superficie terrestre y ocupa los poros y las fisuras de las rocas más sólidas. En general, mantiene una

temperatura muy similar al promedio anual en la zona, por ello, en las regiones árticas, puede helarse.

El agua subterránea más profunda puede permanecer oculta durante miles o millones de años. No obstante, la mayor parte de los yacimientos están a poca profundidad y desempeñan un papel discreto pero constante dentro del ciclo hidrológico.

A nivel global, el agua subterránea representa unas veinte veces más que el total de las aguas superficiales de todos los continentes e islas, de ahí la importancia de esta agua como reserva y como recurso de agua dulce. Además, tiene un importante papel en la naturaleza. El efecto de la gran reserva de agua respecto al flujo anual, es esencial para mantener el caudal de base de muchos ríos y la humedad del suelo en las riberas y áreas bajas”. (www.bonatura.com:2008)

2.4.8 Avenida de diseño.

La avenida máxima que llegara al sitio donde se va a construir una obra hidráulica (un puente, una alcantarilla, etc.) con el objeto de recomendar las dimensiones adecuadas entre la superficie libre del agua y el lecho inferior de la obra hidráulica así como las dimensiones para desalojar una avenida extraordinaria.

2.4.8.1 Métodos para calcular la avenida de diseño.

Para el cálculo de la avenida de diseño existen métodos empíricos y estadísticos.

Empíricos	Creager
Semiempíricos	Racional y Horton
Estadísticos	Gumbel I y II

2.4.8.1.1. Método de Creager.

Relaciona los gastos máximos por unidad de área con diferentes periodos de retorno. Los puntos graficados quedan comprendidos debajo de una curva envolvente en todos ellos, cuya ecuación es la siguiente: $q=0.2075CA^{1.048}$

Donde:

Q=gasto unitario [(m³/s)/km²]

A=area de la cuenca,(km²)

C= parámetro adimensional que depende de la región hidrológica.

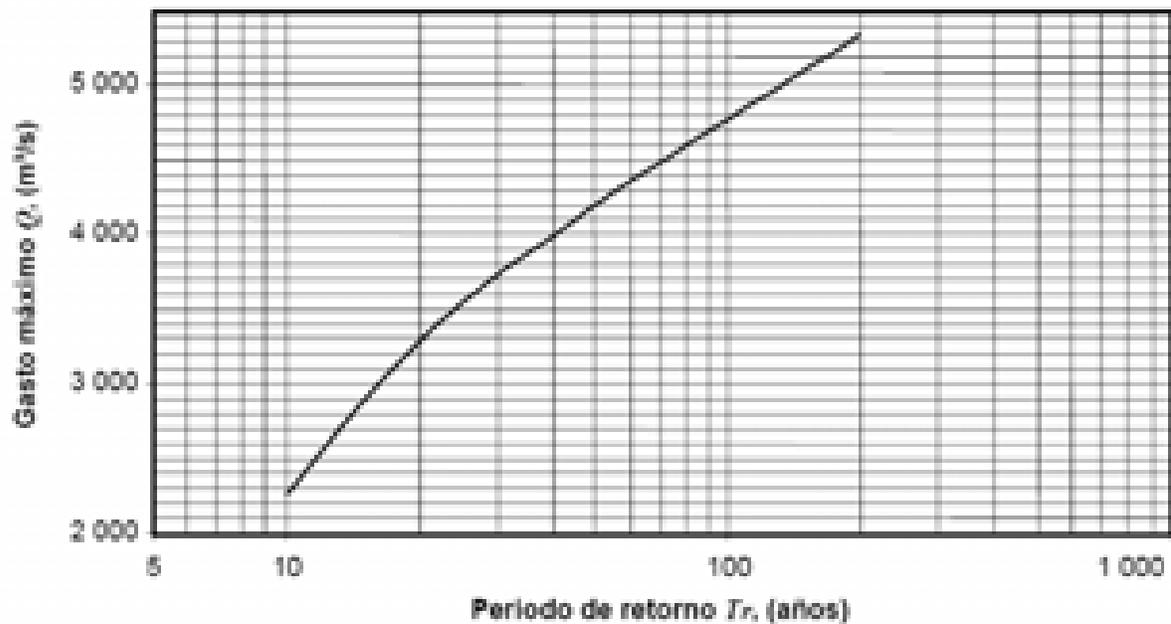


Fig.2.14. Gastos máximos-periodos de retorno según el Metodo de Creager

2.4.8.1.2. Método Racional.

Con este método para calcular el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno se procede como sigue:

Conocida la longitud de cauce principal L_c y la pendiente media S_c , se calcula el periodo de retorno, que es el tiempo requerido para que el agua escurra desde el punto más lejano de la cuenca hasta el sitio donde se construirá la obra hidráulica, mediante la fórmula de Kirpich:

$$t_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

t_c es el tiempo de concentración, (h)

L =Longitud del cauce principal, (km)

S =Pendiente media del cauce principal, adimensional

Con el tiempo de concentración obtenido se entra verticalmente a las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, hasta la curva correspondiente al periodo de retorno establecido y se determina horizontalmente la intensidad de lluvia en mm por hora.

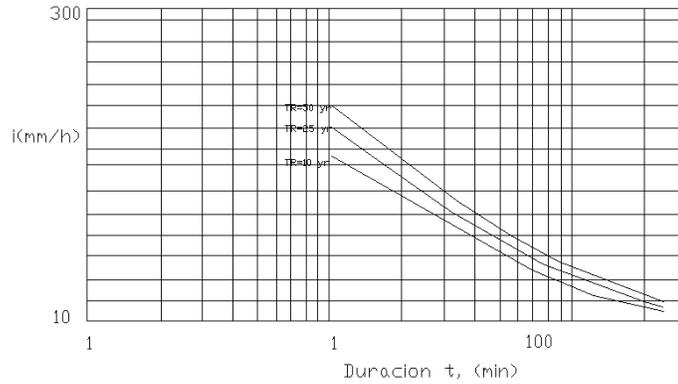


Fig.2.15.Grafico ID.

El gasto máximo asociado a un periodo de retorno se obtiene con la siguiente fórmula:

$$Q_{T_r} = 0.278 CIA$$

Donde:

Q_{T_r} es el gasto máximo para el periodo de retorno establecido, (m³/s).

C es el coeficiente de escurrimiento de la cuenca, adimensional, se obtiene de la tabla de coeficientes de escurrimiento para el método racional.

I= Intensidad de lluvia para una duración de una tormenta, (mm/h)

A= Área de la cuenca, (km²).

Tipo de superficie por drenar	Pendiente (%)	Coeficiente de escurrimiento (C)	
		Mínimo	Máximo
A) Praireras:			
1. Suelo arenoso plano	< 2	0,05	0,10
2. Suelo arenoso medio	2 a 7	0,10	0,15
3. Suelo arenoso empinado	> 7	0,15	0,20
4. Suelo arcilloso plano	< 2	0,13	0,17
5. Suelo arcilloso medio	2 a 7	0,18	0,22
6. Suelo arcilloso empinado	> 7	0,25	0,35
B) Zonas pavimentadas:			
1. Pavimento asfáltico	---	0,70	0,95
2. Pavimento de concreto hidráulico	---	0,80	0,95
3. Pavimento adoquinado	---	0,70	0,85
4. Estacionamientos	---	0,75	0,85
5. Patios de ferrocarril	---	0,20	0,40
C) Zonas residenciales:			
1. Unifamiliares	---	0,30	0,50
2. Multifamiliares, espaciados	---	0,40	0,60
3. Multifamiliares, juntos	---	0,60	0,75
4. Suburbanas	---	0,25	0,40
5. Casas habitación	---	0,50	0,70
D) Zonas comerciales:			
1. Zona comercial (áreas céntricas)	---	0,70	0,95
2. Áreas vecinas	---	0,50	0,70
E) Zonas industriales:			
1. Construcciones espaciadas	---	0,50	0,80
2. Construcciones juntas	---	0,60	0,90
F) Campos cultivados	---	0,20	0,40
G) Zonas forestadas	---	0,10	0,30
H) Parques y cementerios	---	0,10	0,25
I) Áreas de recreo y campos de juego	---	0,20	0,35
J) Azoteas y techados	---	0,75	0,95

Tabla.2.4. de coeficientes de escurrimiento (C) para el Método Racional

2.5 Proyecto hidráulico de alcantarillas.

De conformidad con Crespo (2005), para el proyecto hidráulico de alcantarillas existen cinco métodos: por comparación, empírico, sección y pendiente, de la precipitación pluvial y el racional.

2.5.1 Método por comparación.

Se aplica cuando se necesita construir una alcantarilla en un lugar donde ya había otra o cerca de donde está construida otra sobre esa misma corriente. Solo se usa cuando las marcas más altas del paso de la corriente son visibles o cuando se tienen informes claros del nivel máximo alcanzado por el agua en un intervalo mínimo de tiempo de 10 años.

2.5.2 Método empírico.

Se usa cuando hay duda sobre el gasto de la corriente, datos de lluvia y si ninguna alcantarilla ha sido construida cerca. Se usa la fórmula de Talbot para obtener el área hidráulica o la de Meyer pero los resultados de ambas fórmulas son muy diferentes.

La siguiente es la fórmula de Talbot:

$$a = 0.183 C \sqrt[4]{A^3}$$

Donde:

a es el área hidráulica de la alcantarilla (m²)

A es la superficie a drenar (Has.)

C es un coeficiente que vale :

C	Terreno
1.00	Montañoso y escarpado
0.80	Mucho lomerío

0.60	lomerio
0.50	muy ondulado
0.40	poco ondulado
0.30	casi plano
0.20	plano

2.5.3. Método de sección y pendiente.

Se determina el gasto de la corriente definiendo secciones hidráulicas y de acuerdo a su pendiente. Las secciones se obtienen de acuerdo a las marcas de las huellas del agua. El Q_{max} . se calcula de acuerdo con los datos de área hidráulica, perímetro mojado, pendiente, rugosidad, teniendo estos datos se usa la fórmula de Manning de la velocidad, la cual se multiplica por el área y se obtiene el gasto máximo.

2.5.4. Método de la precipitación pluvial.

Se basa para su cálculo en el escurrimiento probable producido por las tormentas. Para esto se utiliza la fórmula de Burleli-Ziegler, se requieren datos de precipitación, área a drenar, topografía y tipo de suelo de la zona, los datos de precipitación de la zona deben ser de un periodo de tiempo de registro muy grande por lo que resulta un poco inconveniente.

2.5.5. Método Racional.

El Método Racional consiste en emplear una fórmula que indica que el gasto es igual a un porcentaje de la precipitación pluvial multiplicada por el área tributaria, y se expresa así:

siendo:

Q = Gasto en litros por segundo.

e = Coeficiente de escorrentía. .

i = Intensidad de la precipitación, correspondiente al tiempo de concentración, en centímetros por hora.

A = Área a drenar en hectáreas.

Esta forma está basada en ciertas hipótesis como:

a) La proporción del escurrimiento resultante, de cualquier intensidad de lluvia, es un máximo cuando esa intensidad de lluvia dura al menos tanto como el tiempo de concentración.

b) El máximo escurrimiento resultante de una intensidad de lluvia con duración igual a mayor que el tiempo de concentración es una fracción de esa precipitación: o sea que se supone una relación lineal entre Q e i ; dando como consecuencia que Q sea igual a cero cuando i sea igual a cero.

e) El coeficiente de escorrentía es el mismo para todas las lluvias en una cuenca dada y para lluvias de diversas frecuencias;

d) La relación entre máxima descarga y tamaño del área de drenaje es la misma que la relación entre duración e intensidad de precipitación.

Como puede observarse, el método racional no toma en cuenta ni las variaciones de la intensidad de la lluvia en el área durante todo el tiempo de concentración, ni tampoco el efecto de almacenamiento en la cuenca a drenar, ya

que supone que la descarga es igual a la precipitación pluvial menos toda la retención de la cuenca. La fórmula del método racional siempre sobrestima el escurrimiento, con errores apreciables al crecer el tamaño del área a drenar. De aquí que este método es sólo confiable para cuencas pequeñas o sea de menos de mil acres, o sean 404.69 hectáreas. .

Los valores de C son los siguientes:

Pavimentos asfálticos.....	0.75 a 0.95
Pavimentos de concreto hidráulico.....	0.70 a 0.90
Suelos impermeables.....	0.40 a 0.65
Suelos ligeramente permeables.....	0.15 a 0.40
Suelos moderadamente permeables.....	0.05 a 0.20

Cuando se proyecta una alcantarilla ya sea por el método de comparación o ya sea por el método empírico, el área se obtiene directamente y por lo tanto se puede proceder a proyectar la forma, pendiente, etc.; de la alcantarilla. Sin embargo, cuando se sigue el método de Sección y Pendiente, el método de la Precipitación Pluvial o el método Racional, lo que se obtiene es el gasto Q que llega a la alcantarilla, y por lo tanto es necesario calcular el área hidráulica de la misma para dar paso a ese gasto. '' (Crespo; 2005: 154,155)

2.5.6. Pendiente de la alcantarilla.

Como señala Crespo (2005), se recomienda que la pendiente en la alcantarilla sea igual que la del fondo del cauce.

2.5.7. Tipos de alcantarillas.

Para la selección del tipo de alcantarilla que se usara y será la conveniente influyen factores como: tipo de suelo de la cimentación, topografía y el costo de los tipos de alcantarilla disponibles en el mercado.

Se clasifican según su forma o material del que están construidas:

Tipo	Material
Tubo	Concreto reforzado, lamina, barro, fierro fundido
Cajón	Concreto reforzado
Bóveda	Mampostería, concreto
Losa	Concreto reforzado

2.6. Puentes.

De acuerdo con Crespo (2005), un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua, o cualquier obstrucción.

2.6.1. Historia de los puentes.

Los primeros puentes debieron ser naturales, como el tronco de un árbol para cruzar de un lugar inaccesible u otro.

En el antiguo Egipto el primer puente construido fue por orden del rey Menis , en el imperio romano se construyeron puentes de mampostería y madera y en Asia se construían puentes colgantes, mientras que Inglaterra se construían puentes en arco y en el Norte de América los nativos construían puentes en cantiléver.

2.6.2. Partes de un puente.

Los puentes están formados por diferentes partes o estructuras conocidas como: superestructura, subestructura e infraestructura. Cada una de estas partes pueden construirse de diferentes materiales por ejemplo la superestructura puede ser de madera sobre madera, concreto sobre acero, losa nervada, arcos de mampostería o concreto, armaduras metálicas, mientras la subestructura puede ser construida de caballetes de madera, caballetes de concreto reforzado, estribos y pilas de mampostería, pilares metálicos y pilas de concreto armado. En cuanto a la infraestructura puede ser de pedestales de mampostería o de concreto, pilotes o cilindros friccionantes.

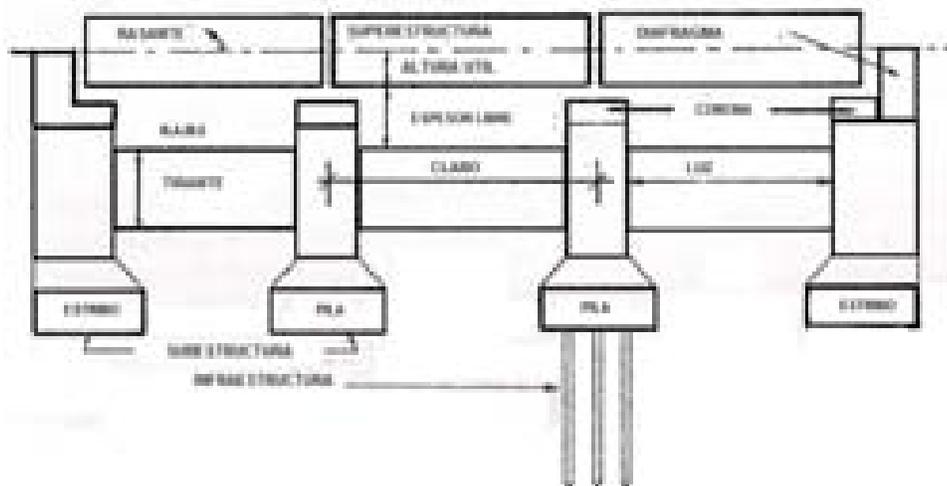


Fig.2.16. Partes de un puente.

2.6.3. Estudios de campo para el proyecto de un puente.

Para cualquier proyecto de un puente los siguientes estudios son necesarios y no deben faltar: estudio topográfico, estudio hidráulico, estudio geológico y un estudio comercial.

2.6.3.1. Estudio topográfico.

Este estudio debe incluir, planos en planta escala 1:1000, plano de localización, monumentación, elevaciones de la subrasante, ángulo del camino con el eje del cauce, tramo donde se encuentra el camino y los pagos de indemnización para que la obra pueda realizarse.

2.6.3.2. Estudio hidráulico.

Con este estudio se pretende identificar los puentes cercanos al de estudio, cálculos de las crecientes extraordinarias, rugosidad del cauce, obtener secciones del cruce y de apoyo aguas arriba y aguas abajo, niveles del agua como N.A.M.E, N.A.M.O, pendiente del cauce, datos de las socavación, remansos y el espacio libre para el paso de los objetos que pasa flotando bajo el puente.

2.6.3.3. Estudio geológico.

De este estudio se obtienen datos de la composición del suelo del fondo del cauce y sus márgenes, la capacidad de carga de cada estrato para la cimentación, se hacen cortes geológicos para conocer el nivel freático y se obtiene muestras alteradas e inalteradas para su estudio.

2.6.3.4. Estudio comercial.

Estos datos comerciales son los que se refieren a los salarios de la región, fletes, bancos de materiales, carreteras de acceso a la zona y clima.

Realizados estos estudios se deben anexar informes fotográficos, para después elegir el tipo de puente más conveniente por su costo.

2.6.4. Solicitaciones en puentes.

Se analizara el caso de la superestructura isostática y el tipo de apoyo libremente apoyado.

Los puentes soportan cargas muertas, vivas, fuerzas laterales, longitudinales, centrifugas, térmicas y efectos dinámicos debidos a la carga viva.

2.6.4.1. Cargas muertas: Es el peso propio de la estructura

2.6.4.2. Cargas vivas.

Estas cargas se deben a vehículos y la distribución para su análisis se hace para vehículos tipo H,S, como se muestra a continuación:

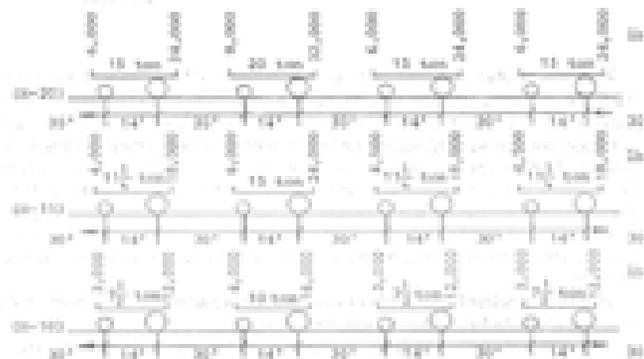


Fig.2.17.Tren de cargas para camiones tipo H

Cuando se calculan los momentos y la fuerza cortante en puentes, se aplican cargas concentradas como se indica en la figura 9. Se usa menos carga concentrada para calcular las fuerzas en los miembros donde son causados por momentos y la

carga concentrada de mayor magnitud cuando los esfuerzos en los miembros son debidos a fuerzas cortantes.



CAMION	Carga uniforme (lb/pie)	Carga concentrada (lb)	
		Momento	Corte
H-20	640	18,000	26,000
H-15	480	13,500	19,500
H-10	320	9,000	13,000
H-20 S-16	640	32,000	40,000
H-15 S-12	480	24,000	30,000
H-10 S-8	320	16,000	20,000

Fig. 2.18. Valores de Momento y fuerza cortante en puentes

2.6.4.3. Aplicación de las cargas.

La aplicación sigue métodos que consideran el máximo esfuerzo actuante:

1. Cada sentido de circulación se considera unitario, y la cantidad y disposición de los carriles cargados se dispondrá de tal forma que se produzca el esfuerzo máximo.
2. El ancho total de la carretera se considera cargado por pie de anchura de 1/9 de las cargas uniformes y concentradas

2.6.4.4. Reducción de la intensidad de carga.

Si el ancho de la carpeta excede a 18 pies, las cargas especificadas deberán reducirse en un 1 % por cada pie de anchura en exceso a los 18, sin que pueda exceder a una reducción de 25%, que corresponde a un ancho de 43 pies (13.10 m).

2.6.4.4.1. Efectos dinámicos o de impacto sobre la carga viva.

Los esfuerzos debidos a cargas vivas, exceptuando las cargas centrífugas, longitudinales y de viento deben incrementarse debido a efectos dinámicos vibratorios y de impacto.

Este incremento es expresado como una fracción del esfuerzo debido a la carga viva, y se determina con la fórmula:

$$I=50/L+50$$

I = Incremento en los esfuerzos debidos a la carga viva

L = Longitud, en pies, de la parte del claro cargado para producir el esfuerzo máximo.

2.6.4.4.2. Fuerzas laterales.

a) La fuerza del viento en la estructura debe asumirse como una carga horizontal móvil de 30 lb/pie² en 1 y 1/2 veces el área de la estructura vista en elevación, incluyendo barandales.

b) Las fuerzas laterales debidas a las cargas vivas móviles y la fuerza del viento contra esta carga se deben considerar actuando 6 pies arriba del piso con una fuerza de 200 lb/pie.

d) La fuerza total del viento no debe ser menos que 300 lb/pie en la cara expuesta al viento, y 150 lb/pie en la cara posterior o en, las vigas que sigan a la de enfrente.

2.6.4.4.3 Fuerzas longitudinales.

Se considera una fuerza longitudinal del 10 % de la carga viva, actuando a 4 pies arriba del piso (1.20m), como fuerza de frenado.

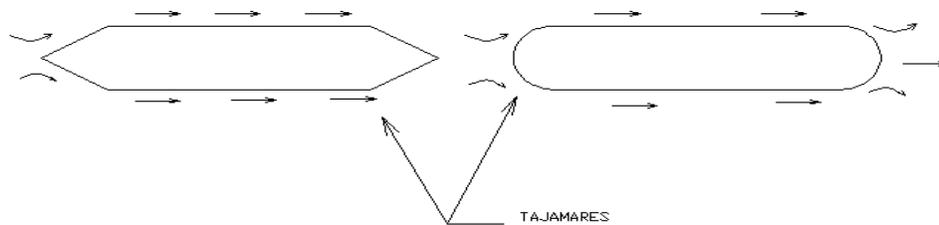
2.6.4.4 Banquetas para peatones.

Se calcularán con una carga de no menos de 1 00 lb/pie², o sea, 488 kg/m².''
(Crespo; 1992:689,690)

2.6.5 Pilas de puentes.

Según Crespo (2005), la parte de un puente que recibe dos tramos de la superestructura se llama pila.

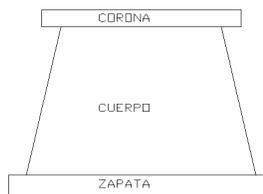
Se construyen de forma tal que el agua fluya sin impactar directamente sobre la Pila como se muestra en la figura.



2.6.5.1 Partes que componen una pila.

''CORONA: La parte que recibe directamente la carga de la superestructura para transmitir al cuerpo.

CUERPO: Su función principal es la de ligar y transmitir las cargas de la corona a la zapata.



ZAPATA: Transmite las cargas del terreno de manera que no sobrepasa el esfuerzo admisible de este. '' (Crespo; 2005:699)

2.6.5.2 Fuerzas que actúan sobre las pilas.

Crespo (2005) señala que se deben proyectar y calcular para evitar problemas de aplastamiento y deslizamiento. Las cargas que soportan las pilas son:

- a) carga muerta, móvil, peso propio, impacto.

Carga por impacto=C x carga móvil ≤ 30% de la carga móvil.

Del AASHTO $C=15/L+38$ (L es la longitud del claro en metros)

- b) Laterales: es la presión del viento (100 kg/m²), presión del hielo y la presión del agua.
- c) Longitudinales.

Frenado: 5% de la móvil a d=1.20 m de la rasante del camino

2.6.5.3 Estabilidad de una pila.

Se debe proyectar para evitar problemas de aplastamiento y deslizamiento. Los esfuerzos máximos y mínimos se determinan con la siguiente fórmula, la de la escuadría:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_1 + C_1}{I_1} \pm \frac{M_2 + C_2}{I_2}$$

2.6.5.4 Estribos.

Son los extremos de un puente y su función es transmitir las cargas a la cimentación.

Los tipos más comunes de estribo son:

- a) Con aleros y paredes a 30° y 45°.
- b) En forma de U
- c) En forma de T

CAPÍTULO 3

RESUMEN EJECUTIVO DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se trata la información del tramo en estudio, generalidades como ubicación geográfica, del estado, del municipio y del tramo en estudio, se incluye un resumen del estado actual del proyecto, informe fotográfico y las posibles alternativas de solución.

3.1 Generalidades.

La presente investigación tiene como motivo de estudio revisar las obras de drenaje del tramo carretero Tarecuato-Los Hucuares, del km 0+000 al km.2+100 de dicho tramo, el tramo se localiza en el estado de Michoacán dentro del municipio de Tangamandapio y es camino tipo D, porque su TDPA es de 100 a 500 vehículos.

3.1.1 Estado de Michoacán.

El estado de Michoacán se localiza según la página de internet www.inegi.gob.mx (2008), en las siguientes coordenadas, al norte 20°24', al sur 17°55' de latitud norte; al este 100°04', al oeste 103°44' de longitud oeste, en porcentaje del territorio nacional representa el 3.0 % de la superficie total del país, su capital es Morelia y colinda al norte con el estado de Jalisco, Querétaro y Guanajuato, al este con Querétaro, Estado de México y Guerrero, al sur con Guerrero y el Océano Pacífico y al oeste con Colima, Jalisco y el Océano Pacífico.

3.1.1 Municipio de Santiago Tangamandapio.

De acuerdo con la página de internet www.e-local.gob.mx (2008), el municipio de Tangamandapio se localiza en el Noroeste del estado de Michoacán, a unos 160 km aproximadamente de la capital de estado Morelia, en las coordenadas geográficas 19°57' de latitud norte y 102°26' de longitud, a una altura de 1657 msnm, colinda al Norte con el municipio de Chavinda, al sur con el municipio de Tangancicuaro, al este con Zamora, Jaconá y Tangancicuaro, y al oeste con el municipio de Villamar y Tinguindin.

3.1.1 Camino Tarecuato-Los Hucuares.

El tramo en estudio une la comunidad de Tarecuato a la de Los Hucuares y es una ruta para llegar a la cabecera del municipio de Tangamandapio, según la tabla para clasificación y especificaciones de los caminos de la SCT el camino es tipo D, debido a que su TDPA es de 100 a 500 vehículos, se encuentra en terreno tipo lomerío. En este estudio se revisaran las obras de drenaje del proyecto ubicadas en el km.0+000 al km.2+100.

3.2 Resumen ejecutivo.

Para conocer el tramo en estudio se realizó una visita al sitio en estudio para obtener datos de tránsito, situación actual de las alcantarillas, ubicación de las alcantarillas, fotografías y proponer posibles modificaciones.

Mediante una inspección visual en el sitio se registraron datos actuales de la situación de las cunetas, bordillos, lavaderos y alcantarillas del proyecto, las alcantarillas se ubicaron mediante GPS obteniendo las coordenadas para poder ubicarlas posteriormente en la carta topográfica Tarecuato e13b18 de INEGI, escala

1:50,000, después se obtienen el área de la cuenca y todos los datos necesarios para llevar a cabo el análisis y obtener el gasto de diseño para cada obra de drenaje usando programas como AUTOCAD , ARCVIEW y EXCEL. Se obtuvieron datos bibliográficos y de campo para conocer el tipo y uso de suelo de la zona en estudio y datos de precipitación.

Realizado lo anterior se procede a identificar de acuerdo a los resultados si las obras del proyecto son necesarias para un buen drenaje del camino o si es necesario proponer mas obras.

En cuanto al tipo de vehículos que circulan por la vía se llevo a cabo un aforo vehicular para conocer el transito diario y el tipo de vehículos que transitan, para así poder realizar la revisión estructural de las alcantarillas.

3.3 Contexto Geográfico.

A continuación se presentan la microlocalización y macrolocalización del tramo en estudio.

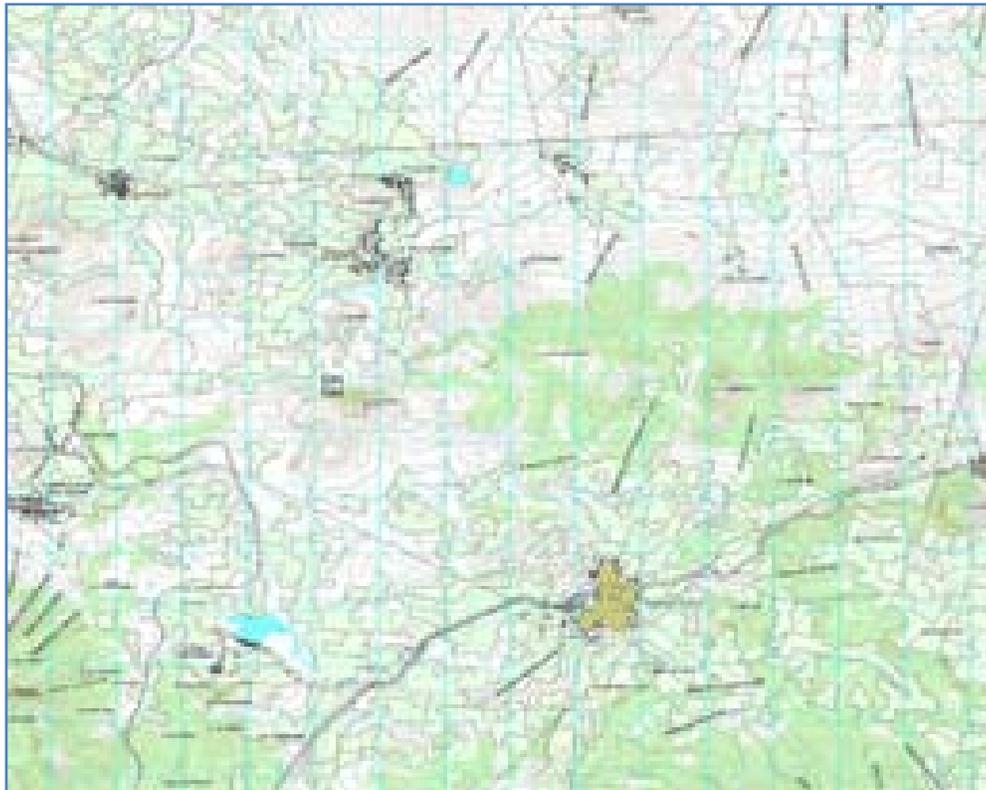


Fig.3.1.Microlocalización del tramo en estudio Tarecuato-Los Hucuares

Fuente: CARTA TOPOGRAFICA INEGI E13B18

Fig.3.2. Macrolocalización del tramo en estudio Tarecuato-Los Hucuares

Fuente: SCT (1999), GOOGLE (2008)



3.3.1- Topografía regional.

De acuerdo con la página de internet www.emexico.gob.mx el estado de Michoacán está dentro de dos provincias fisiográficas, la sierra madre del sur y el sistema neovolcánico transversal. La primera cruza el estado en el suroeste cruzando los municipios de Chinicuilá y Arteaga, donde la mayor elevación que se

presenta es la del Cerro de las Canoas con una altura de 2895 msnm y se encuentra a 7 km de Coalcomán. El otro sistema el Neovolcánico Transversal, del cual forma parte la sierra de Tancitaro, la de Periban y se une a la sierra de San Ángel y Tarecuaro, y las elevaciones más importantes de este sistema en el estado son el Pico de Tancitaro (3857 msnm), el cerro de Quinceo (2750 msnm) y el Patambán (3525 msnm) entre otro.

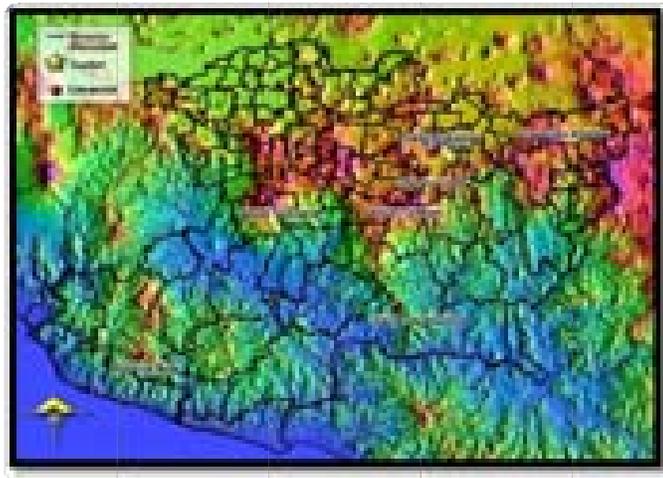


Fig.3.3. Elevaciones más importantes del estado de Michoacán.

FUENTE: INEGI (2008)

En lo que corresponde al municipio donde está ubicado el tramo en estudio, este se encuentra en el municipio de Santiago Tangamandapio, Michoacán.

Según la página de internet www.e-local.gob.mx el relieve del municipio de Tangamandapio está constituido por el sistema volcánico transversal, donde de acuerdo a la carta topográfica ESC 1:50,000 E13B18 de INEGI (2008) por donde se encuentra el tramo en estudio, el terreno es accidentado, y las elevaciones más

importantes son el Cerro Charapuato, Cerro Chapandas, el Cerro Valerio y Cerro la Cofradía.

3.3.2 Geología regional.

“Michoacán comparte con los estados de Colima, Jalisco, Guerrero y México los terrenos de la provincia geológica denominada Sierra Madre del Sur; y con Jalisco, Guanajuato, Querétaro y México, los del Eje Neovolcánico.

El relieve estructural original de la provincia del Eje Neovolcánico está constituido esencialmente por rocas volcánicas jóvenes (del Cenozoico Superior). El paisaje de esta región conserva en su mayor parte, rasgos estructurales originales.

En Michoacán son muy importantes las zonas lacustres. Geológicamente están relacionadas con una serie de eventos tectónicos relativamente recientes asociados con los fenómenos volcánicos. ” (www.inegi.gob.mx)

Dentro del municipio de Tangamandapio según la página de internet www.e-local.gob.mx (2008) los suelos del municipio según estudios realizados son de los períodos cenozoico, terciario y mioceno, y corresponden a los del tipo chernozem.



Fig.3.4. Mapa de geología de Michoacán. INEGI (2008)

3.3.3.- Hidrología regional.

En el estado de Michoacán hay una red fluvial importante, según la página de internet www.emexico.gob.mx, en el estado se encuentran dos ríos de gran importancia en el país, el Lerma y el Balsas; otros ríos en los municipios de Arteaga y Coalcomán, tienen desembocadura de manera directa en el océano pacífico y hay una red interna formada por los Lagos de Cuitzeo, Pátzcuaro y Zirahuén.



Fig.3.5. Mapa de regiones hidrológicas de Michoacán INEGI (2008)

Nombre	Ubicación	Nombre	Ubicación
Lerma	R. Lerma-Salamanca, R. Lerma-Chapala	Guacamacato	R. Lerma-Chapala
Balsas	R. Balsas-Zirándaro, R. Balsas-Infiernillo	Acumbaro	R. Tepalcatepec-Infiernillo
Grande-Tepalcatepec	R. Tepalcatepec, R. Tepalcatepec-Infiernillo	Turicato	R. Tacámbaro
San Diego-Carácuaro	R. Tacámbaro	Tuxpan	R. Cutzamala
Neixpa-Aguililla	R. Neixpa y otros	Acalpican	R. Neixpa y otros
Purungueo-Grande	R. Cutzamala	Chiquito	R. Cutzamala
Coalcomán	R. Cachán ó Coalcomán y otros	Cajones	R. Tepalcatepec-Infiernillo
Cupatitzio	R. Tepalcatepec-Infiernillo	Carrizal	R. Neixpa y otros

Coahuayana	R. Coahuayana	Itzícuarro	R. Tepalcatepec
Grande de Morelia	L. de Pátzcuaro-Cuitzeo y L. de Yuriria	Tuzantla	R. Cutzamala
Toscano (Chula)	R. Neixpa y otros	Susupuato	R. Cutzamala
Tacámbaro	R. Tacámbaro	Pungarancho	R. Cutzamala
Acaten	R. Tacámbaro	Cantarranas	R. Tacámbaro
Turundeo	R. Cutzamala	Santa Rosa	R. Tepalcatepec- Infiernillo
FUENTE: INEGI. Carta Hidrológica de Aguas Superficiales, 1:1 000 000. INEGI. Carta Topográfica, 1:1 000 000 (segunda edición).			

Tabla.3.1. de los principales ríos en el estado de Michoacán.

El tramo en estudio que se localiza en el municipio de Tangamandapio entra en la región hidrológica balsas y según la página de internet www.e-local.gob.mx (2008) no hay ríos importantes solo arroyos como el colorado y prieto, manantiales y unas cuantas presas.

Dentro del tramo en estudio solo se localizan dos barrancas cercanas o que cruzan el camino según la carta topográfica ESC 1:50000 de INEGI (2008), las cuales son la barranca Tarecho y la barranca Itzeparanguacuaro.

3.3.4.- Uso del suelo regional y de la zona en estudio

El uso del suelo en estado de Michoacán se muestra en la siguiente imagen.



Fig.3.6. Agricultura y vegetación en el estado de Michoacán. INEGI (2008)

Dentro de la zona que pertenece el tramo en estudio el uso de suelo principalmente es la ganadería, y en menor escala la agricultura y el aprovechamiento forestal.

3.4 Informe fotográfico.

El estado actual del drenaje del tramo en estudio se puede observar en las fotografías que se presentan a continuación.



Imagen 3.7. Inicio del tramo en estudio.



Imagen 3.8.Vehiculos sobre el camino



Imagen 3.9.Alcantarilla en el km.0+660



Imagen 3.10.Interior alcantarilla km.0+660

3.5 Estudio de tránsito.

En este apartado se mencionan los tipos de vehículos que circulan por el camino y se muestran los resultados del aforo vehicular realizado durante la visita.

3.5.1.- Tipo y clasificación de los vehículos.

Como ya se mencionó anteriormente, la mayoría de vehículos que circulan por el tramo en estudio son tipo A y en menor cantidad los de tipo C.

3.5.2.- Aforo vehicular.

Durante la visita a la zona se realizó un aforo vehicular durante 12 horas, para determinar la cantidad y el tipo de vehículos que circulan por el camino.

AFORO VEHICULAR	
TRAMO:TARECUATO -LOS HUCUARES	
HORA:7:00 AM-7:00	
FECHA:05/08/2008	PM
Tipo	No. De Vehículos
A	285
B	95
C	46

Tabla.3.2. Aforo vehicular.

3.6.- Alternativas de solución.

Para las obras de drenaje del proyecto en estudio, se propone colocar mas alcantarillas en los lugares donde hay cruces de corrientes sobre el camino y que en el proyecto no fueron consideradas. También es necesaria la construcción de lavaderos en el tramo para dar salida al agua que escurre dentro del mismo, sobre todo en los tramos donde el camino es más plano y puede llegar acumularse agua.

3.6.1.- Alternativa a usar.

La propuesta que será tomada en cuenta y se analizará es la de colocar más alcantarillas, debido a que son insuficientes las que se proponen en el proyecto, además de incluir en la nueva propuesta de drenaje del camino la construcción de lavaderos , debido a que no existen en el proyecto en estudio.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En este capítulo se presenta la forma en que se llevo a cabo la investigación, primeramente se define el método que se empleo partiendo del método científico, correspondiendo a este tipo de investigación el método matemático, seguido de un tipo de enfoque cuantitativo, el alcance es descriptivo, el diseño de la investigación es no experimental transeccional, se mencionan los instrumentos de recopilación de datos y finalmente se describe el procedimiento de investigación.

4.1. Método empleado.

La presente investigación parte del método científico, el cual es una secuencia de pasos para comprobar si una hipótesis es falsa o verdadera y partiendo de esta definición para esta investigación se utilizo el método matemático

4.1. Método matemático.

Según Alatorre (2005), toda investigación que implique cálculos, varias hipótesis y comprobación de resultados que sirven para validar o rechazar estas hipótesis, se está haciendo uso del método cuantitativo.

Otra aplicación del método matemático es cuando se hacen comparaciones entre los resultados que arroja una investigación, donde la investigación incluye en su análisis variables como el tiempo o cambios diferenciales, para este caso el método usado es el método comparativo.

Ejemplos comunes del uso del método matemático en son por ejemplo la dosificación de los medicamentos, calculo de impuestos, cuestiones de economía, clasificación de los alumnos de una escuela.

4.2. Enfoque de la investigación.

Se definió usar el método cuantitativo porque de acuerdo con Hernández (2005) las ventajas de usar este método es que se pueden obtener resultados generales de manera más amplia, así como la posibilidad de controlar el fenómeno en estudio y obtener magnitudes del mismo. Los resultados que se obtienen es posibles compararlas con estudios que se llevaron a cabo antes y que son similares al realizado.

Estos métodos cuantitativos son los que se usan en las ciencias exactas como la física y la química.

4.2.1. Alcance.

El alcance de esta investigación es del tipo descriptivo y según Hernández (2005), con este tipo de estudio se trata de medir, recopilar o analizar datos del problema en estudio, dimensiones o sus variables. En esta clase de investigación se elige la situación o problema que será analizado para medir o recopilar datos acerca de ello y así describir precisamente lo que se está investigando.

El estudio descriptivo mide para obtener resultados de la información de las variables que se presentan en la investigación. No investiga cómo se relacionan entre ellas, solo se describe como son y la forma en que se presentan.

La descripción por medio de este método no es tan profunda solo se hacen mediciones de una o varias propiedades del problema en estudio.

4.3. Diseño de la investigación.

El tipo de diseño para esta investigación es el no experimental, enfoque transeccional y alcance descriptivo.

4.3.1. Investigación transeccional.

De acuerdo con Hernández (2005), esta clase de investigación es para un momento único y un instante determinado de tiempo. Su fin es describir las variables del problema y su interrelación en un tiempo cualquiera.

Dentro del diseño no experimental, está el diseño transeccional descriptivo, el cual consiste en describir la incidencia y los resultados de las variables del problema en estudio desde un tipo de enfoque cuantitativo, es decir que mide las variables y las describe.

“Los estudios transeccionales descriptivos nos presentan un panorama del estado de una o más variables en uno o más grupos de personas, objetos (por ejemplo, periódicos) o indicadores en determinado momento (enfoque cuantitativo) o el panorama de una comunidad, un contexto, una situación un fenómeno o un evento en un punto del tiempo.

En este tipo de diseño queda claro que ni siquiera cabe la noción de manipulación, puesto que cada variable o concepto se trata individualmente: no se vinculan variables”. (Hernández; 2005:274)

4.4. Instrumentos de recopilación de datos.

En esta investigación se utilizaron los siguientes instrumentos para la recopilación y análisis de la información:

- a) La observación cuantitativa.
- b) Software: AutoCAD 2009, Office 2007, Arc View 3.2
- c) Investigación documental
- d) Investigación de campo
- e) GPS

De acuerdo con Hernández (2005), la observación cuantitativa es registrar siguiendo diferentes pasos el comportamiento o variables del problema en estudio, esta clase de observación es válida y confiable. Se usa para hacer mediciones en circunstancias especiales.

Los pasos que sigue este tipo de observación son los siguientes:

- 1) Definir de manera precisa las variables objeto de la observación
- 2) Seleccionar muestras de las variables
- 3) Definir unidades de observación
- 4) Establecer las clases y subclases de observación.

4.5. Descripción del procedimiento de investigación.

Primeramente se seleccionó el proyecto de un tramo carretero para la revisión de las obras de drenaje en el estado actual que se encuentran para de acuerdo a los

resultados obtenidos ver si son adecuadas o si son necesarias mas obras para el drenaje del camino.

Se obtuvieron datos de precipitación de la zona para el análisis hidrológico de las cuencas, conocer así la avenida de diseño y poder comprobar que las obras de drenaje del proyecto son las suficientes y correctas.

Posteriormente se realizo un aforo vehicular para conocer la cantidad y el tipo de vehículos que transitan por el tramo, y así poder llevar a cabo el análisis estructural de las alcantarillas de losa.

Finalmente con los resultados que se obtuvieron se hizo la comparación de estos con los del proyecto y se hicieron las propuestas de los cambios que son necesarios llevar a cabo para un mejor funcionamiento del drenaje en el camino.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo, se hace una revisión de las obras de drenaje del proyecto Tarecuato-Los Hucuares, analizando por medio del método racional si las obras de drenaje del proyecto original son las adecuadas para ese tramo carretero, se describe el procedimiento usado y se hace la comparación de resultados.

5.1. Procedimiento de revisión.

La carta topográfica donde se ubica la carretera Tarecuato – Los Hucuares es la carta de INEGI E13B18 escala 1:50000, en al cual se trazaron las delimitaciones de las subcuencas, para la revisión de las obras de drenaje del km.0 +000 al km.2+080.

En la carta topográfica, con ayuda de Autocad se obtiene el área, primero se trazar el parteaguas que delimita las cuencas de las obras de drenaje del proyecto en estudio, por los puntos de mayor elevación topográfica de forma que abarque todos los cauces y canalizaciones. El área considerada se toma del límite del parteaguas al eje del camino.

Se obtienen datos necesarios para la aplicación de la fórmula del método racional.

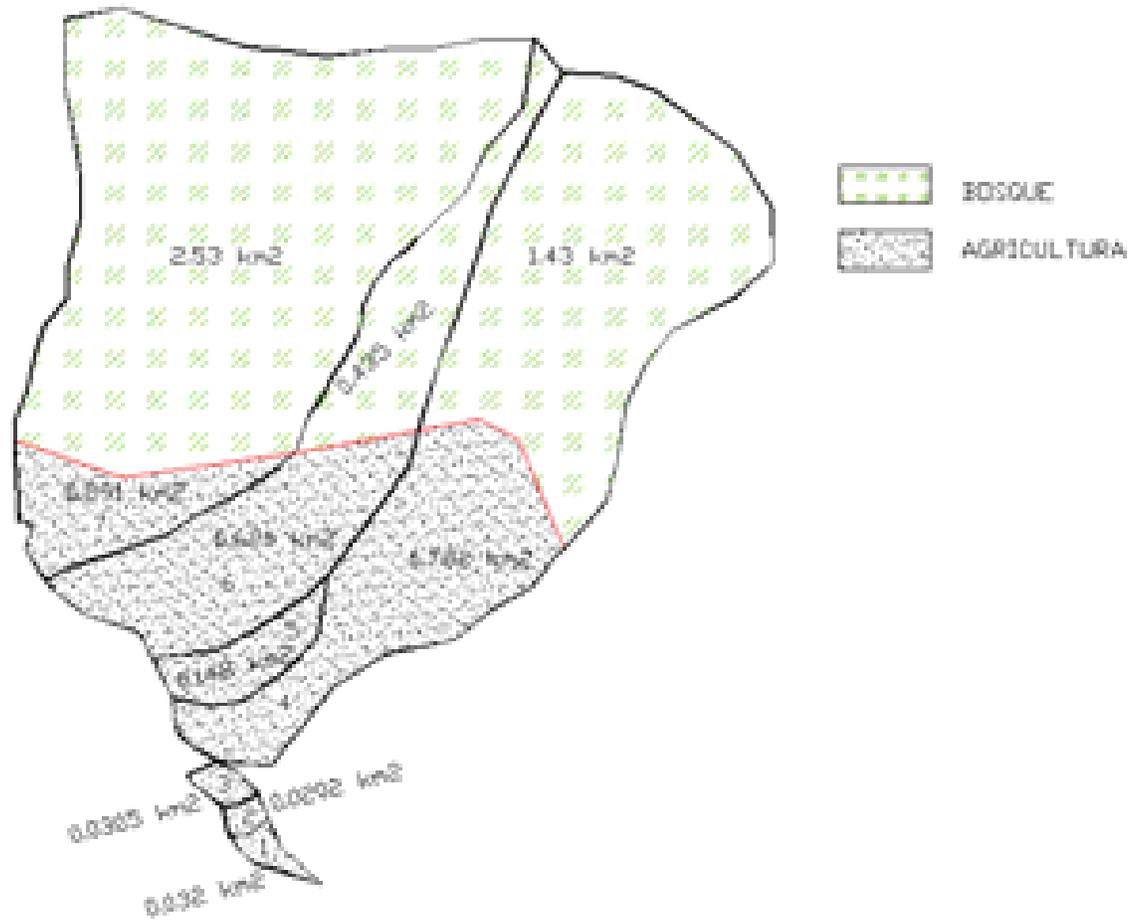


Figura.5.1. Uso de suelo en las subcuencas del tramo.

5.2. Revisión del área hidráulica de la alcantarilla de proyecto ubicada en el km.2+060.

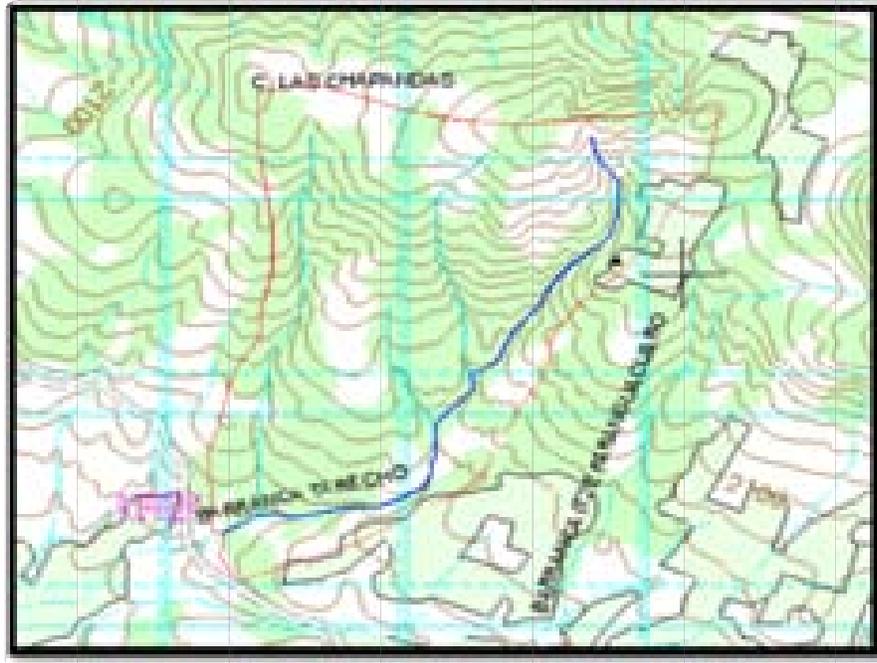


Fig.5.2. Subcuenca de la alcantarilla del km 2+060.

La alcantarilla del km.2+060 es de tubo ADS de polietileno según se indica en el proyecto original, diámetro interior de 0.91 m y cuenta con una longitud de 12.00 m, las elevaciones a la entrada y salida del tubo en la parte inferior son de 238.86 m y de 238.9 respectivamente.

Para calcular el gasto de diseño y así llevar a cabo la revisión de esta alcantarilla se usará el Método Racional:

Se calcula la pendiente y longitud del cauce principal usando la carta topográfica, de acuerdo con la norma (M-PRY-CAR-1-06-003/0), así como el tiempo de concentración t_c con la formula de kirpich.

Calculo de la pendiente y longitud media del cauce principal según la NORMA:M-PRY-CAR-1-06-003/00

Cálculo de la pendiente geométrica media del cauce principal de la alcantarilla de proyecto del km 2+060							
Punto	Cadena- miento m	Longitud L_i m	Elevación m	Desnivel h_i m	Distancia d_i m	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i=C_N -C_{N-1}$	E_N	$h_i=E_{N-1} -E_N$	$d_i=(L_i^2+h_i^2)^{1/2}$	$S_i=h_i/L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	2300.000	-----	-----	-----	-----
2	100.00	100.00	2260.000	40.000	107.70	0.400000	43.08
2	200.00	100.00	2220.000	40.000	107.70	0.400000	43.08
3	300.00	100.00	2200.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
4	400.00	100.00	2192.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
5	500.00	100.00	2185.000	7.000	100.24	0.070000	7.02
6	600.00	100.00	2172.000	13.000	100.84	0.130000	13.11
7	700.00	100.00	2158.000	14.000	100.98	0.140000	14.14
8	800.00	100.00	2137.000	21.000	102.18	0.210000	21.46
9	900.00	100.00	2126.000	11.000	100.60	0.110000	11.07
10	1000.00	100.00	2090.000	36.000	106.28	0.360000	38.26
11	1100.00	100.00	2078.000	12.000	100.72	0.120000	12.09
12	1200.00	100.00	2065.000	13.000	100.84	0.130000	13.11
13	1300.00	100.00	2059.000	6.000	100.18	0.060000	6.01
14	1400.00	100.00	2050.000	9.000	100.40	0.090000	9.04
15	1500.00	100.00	2038.000	12.000	100.72	0.120000	12.09
16	1600.00	100.00	2034.000	4.000	100.08	0.040000	4.00
17	1700.00	100.00	2029.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
18	1800.00	100.00	2020.000	9.000	100.40	0.090000	9.04
19	1900.00	100.00	2008.000	12.000	100.72	0.120000	12.09
20	2000.00	100.00	2000.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
21	2100.00	100.00	1992.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
22	2200.00	100.00	1985.000	7.000	100.24	0.070000	7.02
23	2300.00	100.00	1980.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
24	2400.00	100.00	1973.000	7.000	100.24	0.070000	7.02
25	2500.00	100.00	1968.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
26	2600.00	100.00	1960.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
27	2700.00	100.00	1953.000	7.000	100.24	0.070000	7.02
28	2800.00	100.00	1951.000	2.000	100.02	0.020000	2.00
29	2876.77	76.77	1945.000	6.000	77.00	0.078160	6.02

Sumas	$S d_i =$	2911.94	$S S_i d_i =$	365.32
-------	-----------	---------	---------------	--------

Pendiente media (S)	$S d_i / S S_i d_i =$	0.12546
Tiempo de concentración por Kirpich (t_c , min)	$t_c = 0,0662 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$	20.11

Se elige el coeficiente de rugosidad n (Tabla 5.2.) de Manning y se elige C coeficiente de escurrimiento (TABLA 5.1.).

TABLA 5.1. Coeficientes de escurrimiento (C) para el Método Racional

Tipo de superficie por drenar	Pendiente (%)	Coeficiente de escurrimiento (C)	
		Mínimo	Máximo
A) Praderas:			
1. Suelo arenoso plano	< 2	0,05	0,10
2. Suelo arenoso medio	2 a 7	0,10	0,15
3. Suelo arenoso empinado	> 7	0,15	0,20
4. Suelo arcilloso plano	< 2	0,13	0,17
5. Suelo arcilloso medio	2 a 7	0,18	0,22
6. Suelo arcilloso empinado	> 7	0,25	0,35
B) Zonas pavimentadas:			
1. Pavimento asfáltico	---	0,70	0,95
2. Pavimento de concreto hidráulico	---	0,80	0,95
3. Pavimento adoquinado	---	0,70	0,85
4. Estacionamientos	---	0,75	0,85
C) Zonas residenciales:			
2. Multifamiliares, espaciados	---	0,40	0,60
3. Multifamiliares, juntos	---	0,60	0,75
4. Suburbanas	---	0,25	0,40
5. Casas habitación	---	0,50	0,70
D) Zonas comerciales:			
1. Zona comercial (áreas céntricas)	---	0,70	0,95
2. Áreas vecinas	---	0,50	0,70
E) Zonas industriales:			
1. Construcciones espaciadas	---	0,50	0,80
2. Construcciones juntas	---	0,60	0,90
F) Campos cultivados	---	0,20	0,40
G) Zonas forestadas	---	0,10	0,30
H) Parques y cementerios	---	0,10	0,25

TABLA 5.2. Coeficientes de rugosidad de Manning (n) para cauces naturales.

Condiciones del cauce	Coeficiente de rugosidad (n)		
	Mínimo	Normal	Máximo
A) Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas hasta de 30 m):			
1. Corrientes en planicies:			
a) Limpios, rectos, sin deslaves ni remansos profundos	0,025	0,030	0,033
b) Igual al anterior, pero más rocosos y con hierba	0,030	0,035	0,040
c) Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo	0,033	0,040	0,045
d) Igual al anterior, con hierba y roca	0,035	0,045	0,050
e) Igual al anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficientes	0,040	0,048	0,055
f) Igual que en d), pero más rocosas	0,045	0,050	0,060
g) Tramos irregulares con hierbas y estanques profundos	0,050	0,070	0,080
h) Tramos con mucha hierba, estanques profundos, o cauces de avenidas con raíces y plantas subacuáticas	0,075	0,100	0,150
2. Corrientes de montañas, sin vegetación en el cauce; taludes muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes que quedan sumergidos en las avenidas:			
a) Fondo de grava, boleo y algunos cantos rodados	0,030	0,040	0,050
B) Planicies de avenidas:			
a) Pasto bajo	0,025	0,030	0,035
b) Pasto alto	0,030	0,035	0,050
2. Aéreas cultivadas:			
a) Sin cosecha	0,020	0,030	0,040
b) Cosecha en tierra labrada y pradera	0,025	0,035	0,045
c) Cosecha de campo	0,030	0,040	0,050
3. Arbustos:			
a) Arbustos diseminados y mucha hierba	0,035	0,050	0,070
b) Pocos arbustos y árboles, en invierno	0,035	0,050	0,060
c) Pocos arbustos y árboles, en verano	0,040	0,060	0,080

d) Mediana a densa población de arbustos, en invierno	0,045	0,070	0,110
e) Mediana a densa población de arbustos, en verano	0,070	0,100	0,160
4. Árboles:			
a) Población densa de sauces, en verano, rectos	0,110	0,150	0,200
b) Terrenos talados con troncos muertos	0,030	0,040	0,050
c) Igual al anterior, pero con troncos retoñables	0,050	0,060	0,080
d) Árboles de sombra y avenidas debajo de las ramas	0,080	0,100	0,120
e) Igual al anterior, pero las avenidas alcanzan las ramas	0,100	0,120	0,160
C) Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas mayor de 30 m):			
1. Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos	0,025	---	0,060
2. Secciones rugosas e irregulares	0,035	---	0,100

Se obtendrá el área de uso de suelo dentro de la cuenca, de las cartas de uso de suelo de INEGI, procesando la información en ARCVIEW 3.2. Definido el uso de suelo y el porcentaje en la cuenca. Los resultados se muestran en la tabla siguiente.

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA	A*C	A*n	n PONDERADO	C PONDERADO
5 KM 2+060	A	BOSQUE DE ENCINO	0.20	0.04	2.536	0.507	0.10	0.04	0.208
	B	AGRICULTURA TEMPORAL	0.28	0.035	0.291	0.081	0.01		

Intensidad de lluvia para la zona.

Para la obtención de la intensidad de lluvia se usaron los mapas de isoyetas del estado de Michoacán elaborados por la DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRASPORTES, correspondientes a una duración de 20 minutos para un periodo de retorno de 20 años (vida útil del proyecto).

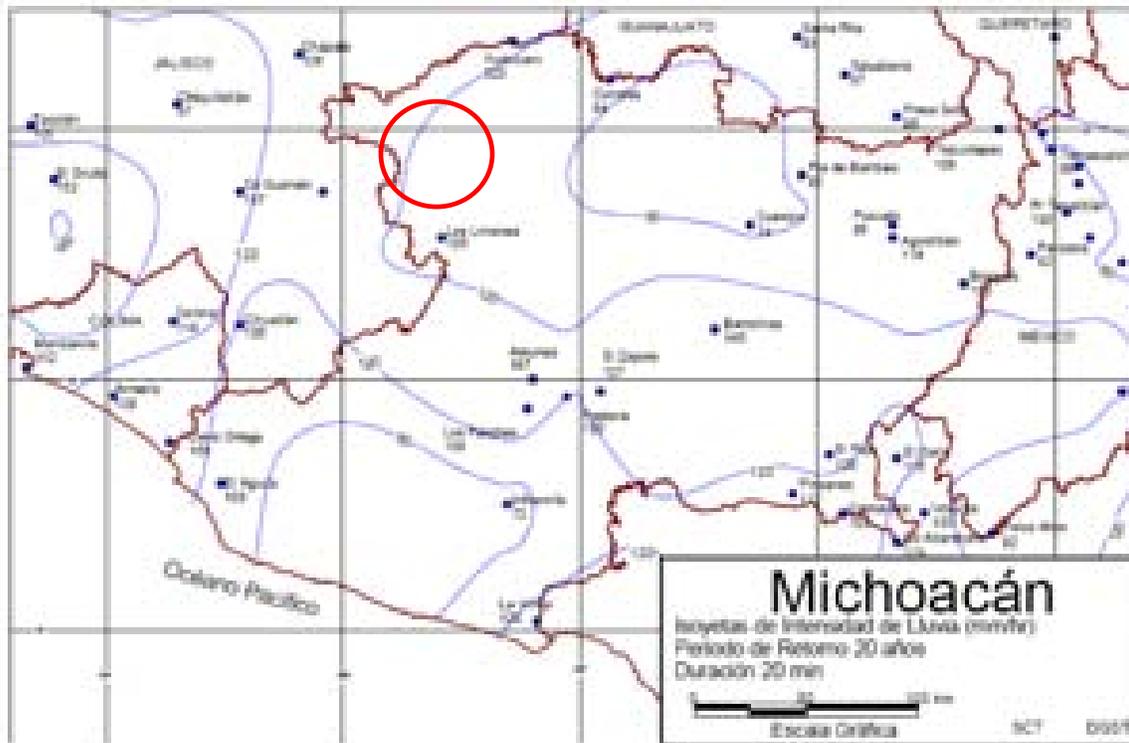


Figura 5.3. Mapa de Isoyetas de estado de Michoacán TR=20 años Duración=20 minutos.

Interpolando entre las curvas de intensidad de lluvia para la zona en estudio se obtiene una intensidad de lluvia de 105 mm/hr.

Obtención del gasto de diseño por el método racional, para un Tr=20 años y duración de tormenta de 20 minutos.

SITIO	AREAS (Km ²)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA Sc	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (tc)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m ³ /s)
2+060	2.827	2.912	0.1255	0.208	20.11	105	17.180

Para la revisión de la capacidad hidráulica de la alcantarilla de proyecto se usaran las formulas de Manning, el diámetro interior de la alcantarilla proyectada es

de 0.91 m, por lo que se revisara que sea suficiente para poder desalojar el gasto obtenido de diseño de 17.18 m³/seg.

Revisión de la capacidad hidráulica de la alcantarilla a tubo lleno (sin presión interna)

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s ₀ L m	LONG. L, m	s ₀ PEND.	DIAM D, m	PZAS	AREA A _{TLL} , m ²	Per. Moj: P _{mTLL} m	Rh _{TLL}	Coef. Rug. n	v m/s	Q (tubo lleno) m ³ /s	Q m ³ /s
5	2+060	238.860	238.090	0.770	12	0.06417	0.91	1	0.65	2.86	0.23	0.009	10.57	6.87	17.18

6.87 < 17.18

Debido a que el gasto de diseño es mayor que el que puede desalojar la alcantarilla, se propone revisar con un tubo de mayor diámetro, el tubo ADS a utilizar sería de 1500 mm de diámetro interior, a continuación de muestra el análisis usando este tubo de mayor diámetro.

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s ₀ L m	LONG. L, m	s ₀ PEND.	DIAM D, m	PZAS	AREA A _{TLL} , m ²	Per. Moj: P _{mTLL} m	Rh _{TLL}	Coef. Rug. n	v m/s	Q (tubo lleno) m ³ /s	Q m ³ /s
5	2+060	238.860	238.090	0.770	12	0.06417	1.52	1	1.815	4.78	0.38	0.009	14.77	26.81	17.18

26.81 > 17.18

El gasto que puede desalojar este tubo es de 26.81 m³/seg > 17.18 m³/seg (gasto de diseño, Tr=20 años, Duración 20 min según norma), por lo que se deduce que el tubo de 0.91 m no es suficiente para desalojar el gasto de diseño, obtenido por el método racional y es necesario utilizar un tubo de 1500 mm de diámetro interior.

5.3. Revisión de la alcantarilla del proyecto ubicada en el km.1+140.

La alcantarilla del km.1+140 es de tubo ADS de polietileno, diámetro interior de 0.91 m y cuenta con una longitud de 12.00 m, las elevaciones a la entrada y salida del tubo en la parte inferior son de 236.95 m y de 236.21 m respectivamente.

Siguiendo el mismo procedimiento que la alcantarilla del km.2+060, los resultados obtenidos para la alcantarilla del km. 1+140 son los siguientes:

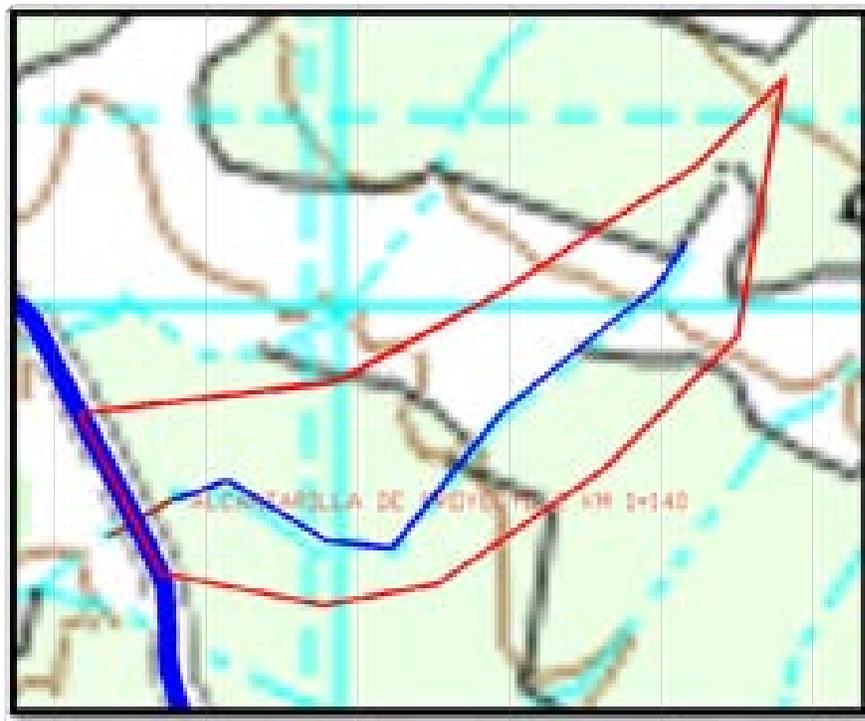


Figura 5.4. Subcuena de la alcantarilla del km 1+140.

Cálculo de la pendiente geométrica media Cauce principal alcantarilla 1+140 tramo tarecuato los hucuares

Punto	Cadena- miento m	Longitud L_i m	Elevación m	Desnivel h_i m	Distancia d_i m	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	2002.000	-----	-----	-----	-----
2	100.00	100.00	1999.000	3.000	100.04	0.030000	3.00
2	200.00	100.00	1997.000	2.000	100.02	0.020000	2.00
3	300.00	100.00	1981.000	16.000	101.27	0.160000	16.20
4	400.00	100.00	1975.000	6.000	100.18	0.060000	6.01
5	500.00	100.00	1970.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
6	600.00	100.00	1965.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
7	683.87	83.87	1964.000	1.000	83.88	0.011920	1.00

Sumas	$\Sigma d_i =$	685.63	$\Sigma S_i d_i =$	38.23
--------------	----------------	--------	--------------------	-------

Pendiente media (S)	$\Sigma d_i / \Sigma S_i d_i =$	0.05576
Tiempo de concentración por Kirpich (t_c, min)	$t_c = 0,0662 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$	9.03

CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR EL METODO RACIONAL Y $T_r=20$ AÑOS

SITIO	AREAS (Km ²)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA S_c	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (t_c)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i , mm/hr)	GASTO (Q , m ³ /s)
4 KM 63+632	0.957	0.686	0.0558	0.280	9.03	105	7.820

**REVISION DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ALCANTARRILLA A TUBO LLENO (SIN PRESION INTERNA)
PARA LAS CONDICIONES ACTUALES**

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL $s_0 L$ m	LONG. L , m	s_0 PEND.	DIAM D, m	PZAS	AREA A_{TLL} , m ²	Per. Mbj; P_{mTLL} m	R_{hTLL}	Coef. Rug. n	V m/s	Q (tubo lleno) m ³ /s	Q m ³ /s
ALCANT2	1+140	236.950	236.210	0.740	12	0.06167	0.91	1	0.65	2.86	0.23	0.009	10.36	6.73	7.82

El gasto que puede desalojar el tubo de 0.91 cm ($6.73 \text{ m}^3/\text{s}$) de diámetro es menor al gasto calculado de proyecto ($7.82 \text{ m}^3/\text{s}$) por lo tanto se propone un tubo de diámetro mayor, del catalogo de tubería ADS tenemos un tubo de 1209 mm.

A continuación la revisión de la capacidad hidráulica con un tubo de 1209 mm.

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL $s_0 L$ m	LONG. L, m	s_0 PEND.	DIAM D, m	PZAS	AREA A_{TLL} , m^2	Per. Moj: P_{mTLL} m	R_{hTLL}	Coef. Rug. n	V m/s	Q (tubo lleno) m^3/s	Q m^3/s
ALCANT2	1+140	236.950	236.210	0.740	12	0.06167	1.2	1	1.148	3.8	0.3	0.009	12.37	14.20	7.82

El gasto que puede desalojar el tubo de 1209 mm es mayor al de proyecto por lo tanto el tubo propuesto es el correcto para esta alcantarilla.

5.4. Revisión de la alcantarilla del proyecto ubicada en el km.0+660.

La alcantarilla del km.2+060 según el proyecto original es de tubo ADS de polietileno, diámetro interior de 0.91 m y cuenta con una longitud de 12.00 m, las elevaciones a la entrada y salida del tubo en la parte inferior son de 221.92 m y de 238.9 respectivamente.

Siguiendo el mismo procedimiento que la alcantarilla del km.2+060, los resultados obtenidos para la alcantarilla del km. 0+660 son los siguientes:



Figura 5.5. Subcuenca de la alcantarilla del km 0+660.

Cálculo de la pendiente geométrica media Cauce principal alcantarilla 0+660 tramo tarecuato los hucuares							
Punto	Cadena- miento m	Longitud L_i m	Elevación m	Desnivel h_i m	Distancia d_i m	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	2024.000	-----	-----	-----	-----
2	20.00	20.00	2022.000	2.000	20.10	0.100000	2.01
2	40.00	20.00	2020.000	2.000	20.10	0.100000	2.01
3	60.00	20.00	2018.000	2.000	20.10	0.100000	2.01
4	80.00	20.00	2013.000	5.000	20.62	0.250000	5.16
5	100.00	20.00	2009.000	4.000	20.40	0.200000	4.08
6	104.30	4.30	2005.000	4.000	5.87	0.930230	5.46

Sumas	$\Sigma d_i =$	107.19	$\Sigma S_i d_i =$	20.73
--------------	----------------	--------	--------------------	-------

Pendiente media (S)	$\Sigma d_i / \Sigma S_i d_i =$	0.19339
Tiempo de concentración por Kirpich (t_c, min)	$t_c = 0,0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$	1.34

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA	A*C	A*N	n PONDERADO	C PONDERADO
KM 68+280	A	AGRICULTURA TEMPORAL	0.28	0.035	0.031	0.009	0.00	0.04	0.280

CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR EL METODO RACIONAL Y $T_r=20$
AÑOS. Duración 20 min.

SITIO	AREAS (Km ²)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA S_c	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)	TIEMPO DE CONCENTRACION (t_c)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m ³ /s)
4	0.031	0.107	0.1934	0.28	1.34	105	0.25

REVISION DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ALCANTARRILLA A TUBO LLENO (SIN PRESION INTERNA)
PARA LAS CONDICIONES ACTUALES

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL $s_o L$ m	LONG. L, m	s_o PEND.	DIAM D, m	PZAS	AREA A_{TLL} , m ²	Per. Moj: P_{mTLL} m	R_{hTLL}	Coef. Rug. n	V m/s	Q (tubo lleno) m ³ /s	Q m ³ /s
ALCANT2	1+140	221.920	221.280	0.640	12	0.05333	0.91	1	0.65	2.86	0.23	0.009	9.63	6.26	0.25

6.26 > 0.25

La alcantarilla puede desalojar un gasto de $6.26\text{m}^3/\text{seg}$, por lo tanto es suficiente debido a que el gasto calculado de proyecto es de $0.25\text{ m}^3/\text{seg}$, menor al de proyecto, por lo que el tubo con diámetro de 0.91 m ADS es el correcto para esta alcantarilla. Por cuestiones constructivas y de mantenimiento se propone el tubo de 1200 mm .

5.5. Revisión de la cuneta tipo del proyecto

Se revisara el tramo que va del km $0+020$ al $0+080$ del tramo Tarecuato - Los Hucuares, lado izquierdo.

DATOS

$Z=20$

$n=0.02$

$s=0.01$

$y=0.30\text{ m}$

$Tr=20\text{ años}$

$I=105\text{ mm/hr}$ del mapa de isoyetas del estado de Michoacán

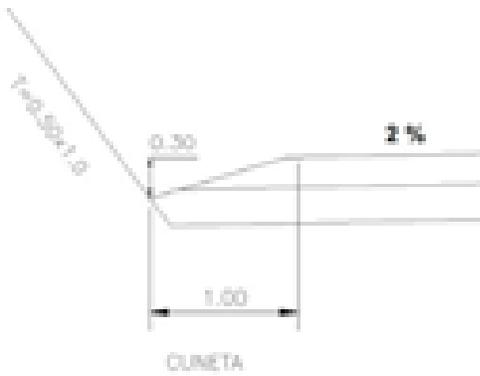


Fig.5.6. Cuneta tipo de proyecto.

Por medio de la fórmula del Nomograma de Izzard para canales triangulares se analizará un tramo de cuneta del camino para obtener la capacidad de la cuneta:

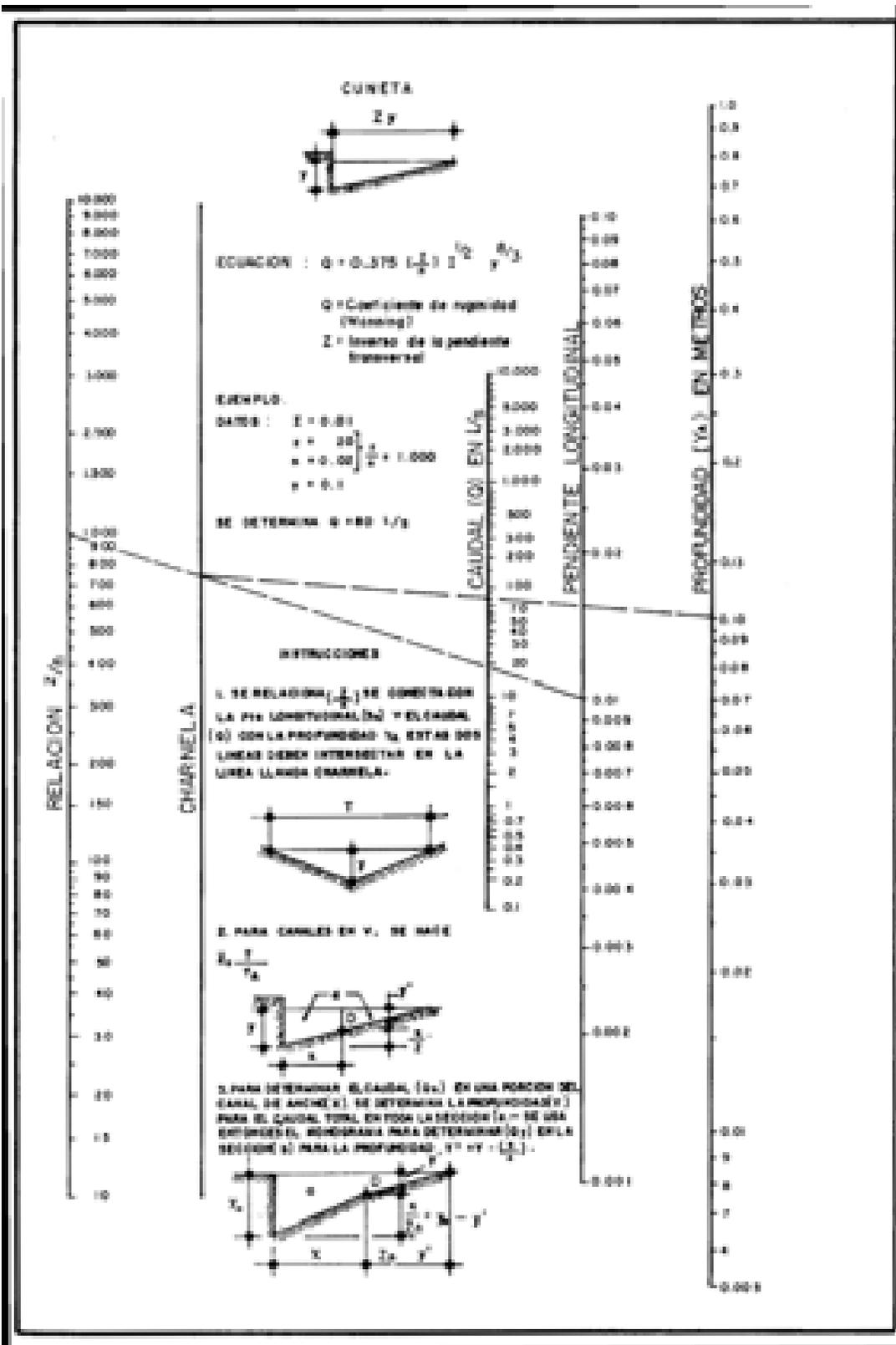


Fig.5.7. Nomograma de Izzard para canales triangulares.

Se eligió el tramo del km 0+020 al 0+080 para revisar la capacidad de la cuneta.

Formula de Izzard

$$Q = 0.375 \left(\frac{Z}{n} \right) S^{\frac{1}{2}} y^{\frac{8}{3}}$$

Longitud del tramo de cuneta=60.00 m

Obteniendo el gasto según el nomograma de Izzard resulta que la cuneta tiene una capacidad para desalojar 80 l/s.

Con la misma fórmula de Izzard pero ahora para determinar el gasto de proyecto y ver si es suficiente la capacidad de la cuneta tenemos:

DATOS.

Tr=20 años (vida útil del proyecto)

I=105 mm/hr del mapa de isoyetas de Michoacán.

L=4 m(mitad del ancho de la calzada del camino)

Por medio de la formula de Izzard para determinar el gasto de proyecto de la cuneta y volumen de agua que debe desalojar la cuneta de acuerdo a datos, como la intensidad de lluvia y el ancho de la calzada de camino se usa la siguiente formula:

$$q_e = \frac{iL}{3.6 \times 10^6} \text{ en m}^3/\text{seg/m}$$

Longitud del tramo de cuneta= 60 m.

$$q_e = 0.000116 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

En los 60 metros $q_e = 0.00699 \text{ m}^3/\text{seg}$, en litros $q_e = 6.99 \text{ l/s}$.

El agua que puede desalojar es mayor al volumen calculado con la formula de Izzard para determinar el gasto de proyecto usando datos de intensidad de lluvia por lo tanto la sección tipo de proyecto se acepta.

5.6. Bombeo.

En el proyecto el bombeo que se propone en las secciones transversales es de 2% (dentro de norma) con lo que se logra un buen drenaje del agua de ambos lados del camino, y la circulación de los vehículos es segura, por lo que el bombeo del camino es correcto como se presenta en la siguiente sección.

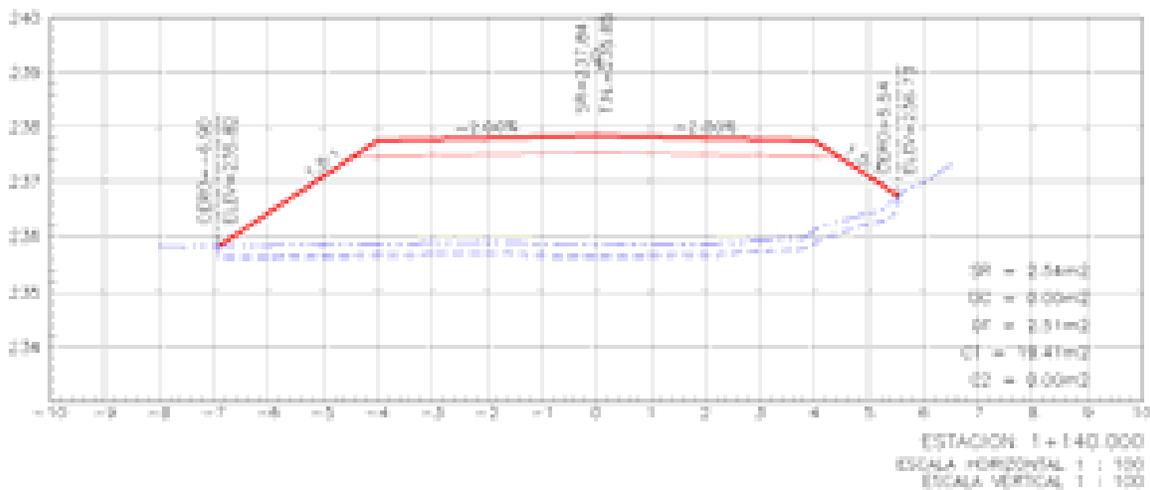


Fig.5.8. Bombeo del camino.

5.7. Lavaderos y bordillos.

En el proyecto original no se disponen lavaderos, por lo que se proponen para conducir el agua de lluvia que escurre en las zonas donde no hay cuneta y alejarla de los terraplenes, construir lavaderos sobre los terraplenes a la entrada y salida y en los interiores de curvas. Los bordillos se construyen para conducir el agua hacia los lavaderos.

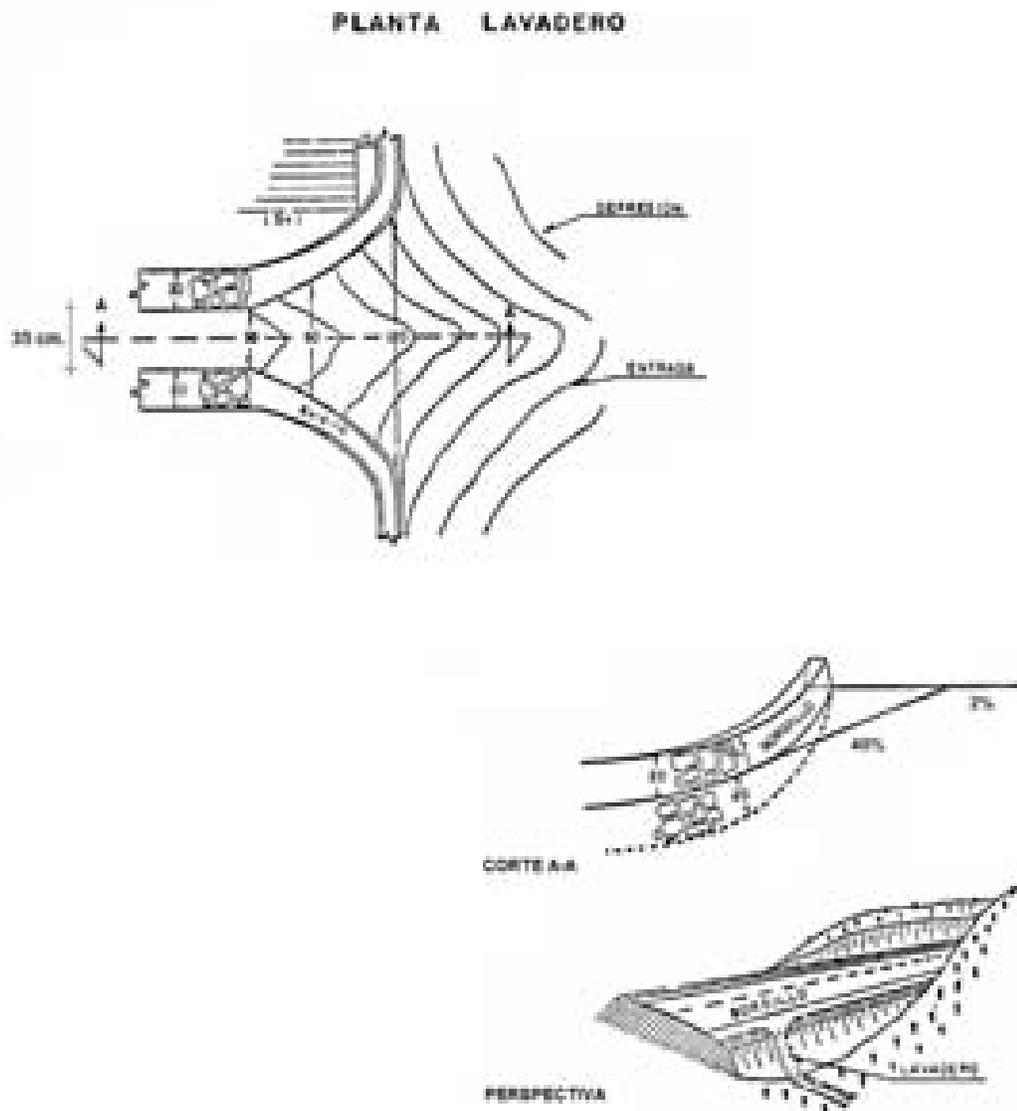


Fig.5.9. Lavaderos y bordillos.

5.8. Obras de drenaje propuestas.

Después de la revisión las alcantarillas y cunetas del proyecto original en el tramo se puede observar que dentro del tramo hay corrientes que no son consideradas y que cruzan el camino, por lo tanto las obras proyectadas son insuficientes y se proponen 4 alcantarillas más para dar paso a corrientes naturales y 8 alcantarillas mas para el desalojo del agua de las cunetas y de las otras corrientes que pueden afectar al camino en los siguientes cadenamientos: km.0+953,1+290,0+240 , 0+360 (cruce de corrientes naturales) y km.0+020, km.0+080,km.0+140,km.0+480,km.1+366.km.1+650,km.1+800 y km.1+891.

Se revisaran las alcantarillas por donde hay paso de corrientes naturales ya que se requiere del trazo de la cuenca y del mismo procedimiento que las alcantarillas del km.2+060,km.1+140 y km.0+660, para obtener su gasto de diseño.

5.8.1. Diseño de las alcantarillas propuestas.

Alcantarilla propuesta en el km.0+953

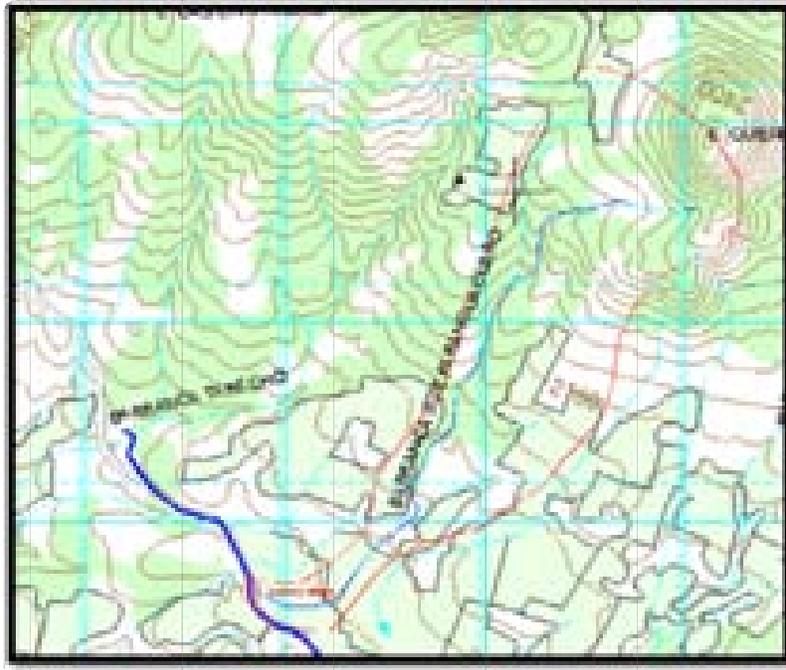


Figura 5.10. Subcuenca de la alcantarilla propuesta en el km 0+953

Cálculo de la pendiente geométrica media Cauce Sitio ALCANTARILLA PROPUESTA EN EL KM 0+953							
Punto	Cadena- miento m	Longitud L_i m	Elevación m	Desnivel h_i m	Distancia d_i m	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	----	2318.000	----	----	----	----
2	100.00	100.00	2282.000	36.000	106.28	0.360000	38.26
2	200.00	100.00	2270.000	12.000	100.72	0.120000	12.09
3	300.00	100.00	2255.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
4	400.00	100.00	2240.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
5	500.00	100.00	2230.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
6	600.00	100.00	2220.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
7	700.00	100.00	2200.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
8	800.00	100.00	2180.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
9	900.00	100.00	2160.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
10	1000.00	100.00	2145.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
11	1100.00	100.00	2132.000	13.000	100.84	0.130000	13.11
12	1200.00	100.00	2118.000	14.000	100.98	0.140000	14.14
13	1300.00	100.00	2110.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
14	1400.00	100.00	2100.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
15	1500.00	100.00	2084.000	16.000	101.27	0.160000	16.20
16	1600.00	100.00	2076.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
17	1700.00	100.00	2065.000	11.000	100.60	0.110000	11.07
18	1800.00	100.00	2058.000	7.000	100.24	0.070000	7.02
19	1900.00	100.00	2050.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
20	2000.00	100.00	2040.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
21	2100.00	100.00	2035.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
22	2200.00	100.00	2030.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
23	2300.00	100.00	2022.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
24	2400.00	100.00	2018.000	4.000	100.08	0.040000	4.00
25	2500.00	100.00	2010.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
26	2600.00	100.00	2002.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
27	2700.00	100.00	1998.000	4.000	100.08	0.040000	4.00
28	2800.00	100.00	1991.000	7.000	100.24	0.070000	7.02
29	2900.00	100.00	1983.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
30	3000.00	100.00	1980.000	3.000	100.04	0.030000	3.00
31	3100.00	100.00	1978.000	2.000	100.02	0.020000	2.00
32	3200.00	100.00	1977.000	1.000	100.00	0.010000	1.00
33	3300.00	100.00	1976.000	1.000	100.00	0.010000	1.00
34	3400.00	100.00	1973.000	3.000	100.04	0.030000	3.00
35	3500.00	100.00	1968.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
36	3600.00	100.00	1962.000	6.000	100.18	0.060000	6.01
Sumas				$\Sigma d_i =$	3625.51	$\Sigma S_i d_i =$	361.07
Pendiente media (S)						$\Sigma d_i / \Sigma S_i d_i =$	0.09959
Tiempo de concentración por Kirpich (t_c, min)						$t_c = 0,0662 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$	26.03

NUMERO Y COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LAS CUENCAS n Y C

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA	A°C	A*N	n PONDERADO	C PONDERADO
1 KM 68+280	A	BOSQUE DE ENCINO	0.20	0.04	0.782	0.156	0.03	0.04	0.252
	B	AGRICULTURA TEMPORAL	0.28	0.035	1.430	0.401	0.05		

GASTO DE SISEÑO POR EL METODO RACIONAL Y $T_r=20$ AÑOS

SITIO	AREAS (Km ²)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA Sc	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO O (C)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (tc)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m ³ /s)
KM 0+956	2.212	3.626	0.0996	0.252	26.03	105	16.260

**CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ALCANTARRILLAS A TUBO LLENO (SIN PRESION INTERNA)
PARA LAS CONDICIONES ORIGINALES DE LAS ALCANTARRILLAS**

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s _o L m	LONG. L, m	s _o PEND.	DIAM D, m	PZAS	AREA A _{TLL} , m ²	Per. Moj: P _{mTLL} m	R _{hTLL}	Coef. Rug. n	V m/s	Q (tubo lleno) m ³ /s	Q m ³ /s
TALUD 1	63+632	232.804	231.805	0.999	12	0.08325	1.50	1	1.767	4.71	0.38	0.009	16.82	29.72	16.26

29.72 > 16.26

Para esta alcantarilla es tubo propuesto es de 1500 mm de ADS, suficiente para desalojar un gasto de 29.72 m³/seg > al gasto de diseño de 16.26 m³/seg, se desplantara a una profundidad promedio de 1.20 m, la revisión de la resistencia a flexión del tubo se presenta a continuación.

5.8.2. Propuesta de alcantarilla en el km.1+290

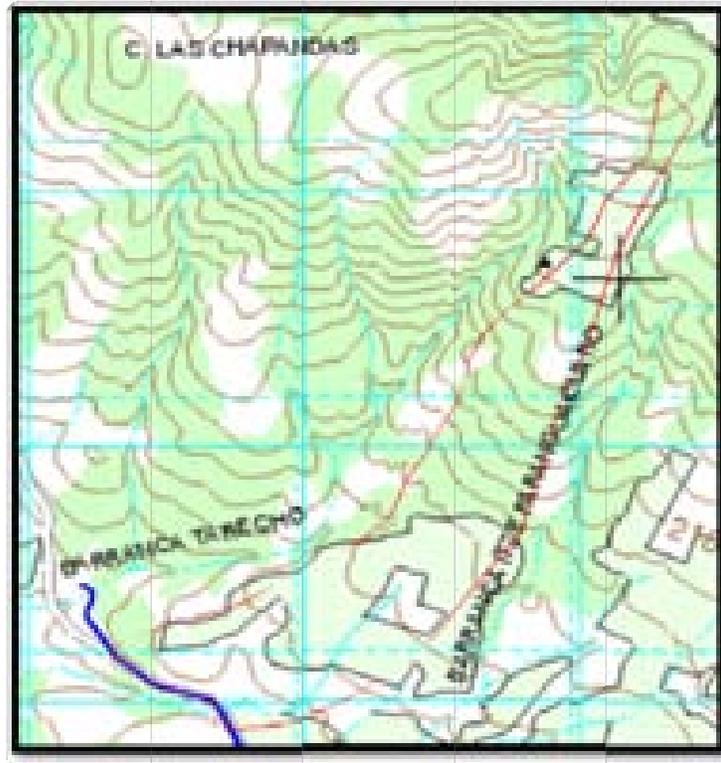


Figura.5.11. Subcuenca alcantarilla propuesta en el km 1+290

Calculo de la pendiente y longitud del cauce principal según la NORMA:M-PRY-CAR-1-06-003/00

Punto	Cadena- miento m	Longitud L_i m	Elevación m	Desnivel h_i m	Distancia d_i m	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	2021.000	-----	-----	-----	-----
2	100.00	100.00	2019.000	2.000	100.02	0.020000	2.00
2	200.00	100.00	2016.000	3.000	100.04	0.030000	3.00
3	300.00	100.00	2007.000	9.000	100.40	0.090000	9.04
4	400.00	100.00	2000.000	7.000	100.24	0.070000	7.02
5	500.00	100.00	1990.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
6	600.00	100.00	1980.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
7	700.00	100.00	1975.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
8	800.00	100.00	1970.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
9	900.00	100.00	1968.000	2.000	100.02	0.020000	2.00
10	909.84	9.84	1966.000	2.000	10.04	0.203250	2.04
Sumas				$\Sigma d_i =$	912.00	$\Sigma S_i d_i =$	55.22
Pendiente media (S)						$\Sigma d_i / \Sigma S_i d_i =$	0.06055
Tiempo de concentración por Kírpich (t_c, min)						$t_c = 0,0662 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$	10.89

NUMERO Y COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LAS CUENCAS n Y C

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA	A°C	A*N	n PONDERADO	C PONDERADO
1 KM 68+280	A	BOSQUE DE ENCINO	0.20	0.04	0.832	0.166	0.03	0.04	0.210
	B	AGRICULTURA TEMPORAL	0.28	0.035	0.125	0.035	0.00		

CAUDAL POR EL METODO RACIONAL Y Tr=20 AÑOS

SITIO	AREAS (Km ²)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA Sc	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (tc)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m ³ /s)
4	0.957	0.912	0.0606	0.210	10.89	105	5.880

REVISION DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ALCANTARRILLA PROPUESTA EN EL KM 1+285 A TUBO LLENO (SIN PRESION INTERN

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s _o L m	LONG. L, m	s _o PEND.	DIAM D, m	PZAS	AREA A _{TLL} , m ²	Per. Moj: P _{mTLL} m	Rh _{TLL}	Coef. Rug. n	v m/s	Q (tubo lleno) m ³ /s	Q m ³ /s
4	1+290	236.590	235.990	0.600	12	0.05000	1.20	1	1.131	3.77	0.3	0.009	11.13	12.59	5.88

12.59>5.88

Para esta alcantarilla se usará un tubo de 1.20 m ADS, con este tubo se tiene la capacidad de desalojar 12.59 m³/seg > 5.88 m³/seg (gasto de proyecto).

5.8.3. Propuesta de alcantarilla en el km. 0+360.



Figura.5.12. Subcuenca de la alcantarilla propuesta en el km.0+360.

Cálculo de la pendiente geométrica media Cauce principal alcantarilla 0+360 tramo tarecuato los hucuares							
Punto	Cadena- miento m	Longitud L_i m	Elevación m	Desnivel h_i m	Distancia d_i m	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	2005.000	-----	-----	-----	-----
2	20.00	20.00	2001.000	4.000	20.40	0.200000	4.08
2	40.00	20.00	1996.000	5.000	20.62	0.250000	5.16
3	60.00	20.00	1991.000	5.000	20.62	0.250000	5.16
4	80.00	20.00	1987.000	4.000	20.40	0.200000	4.08
5	100.00	20.00	1985.000	2.000	20.10	0.100000	2.01
6	120.00	20.00	1983.000	2.000	20.10	0.100000	2.01
7	140.00	20.00	1981.000	2.000	20.10	0.100000	2.01
Sumas				$\Sigma d_i =$	142.34	$\Sigma S_i d_i =$	24.51
Pendiente media (S)						$\Sigma d_i / \Sigma S_i d_i =$	0.17219

Tiempo de concentración por Kirpich (t_c , min)	$t_c = 0,0662 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$	1.74
---	---	------

Numero y coeficiente de escurrimiento de la cuenca n y C

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA	A*C	A*N	n PONDERADO	C PONDERADO
KM 68+280	A	AGRICULTURA TEMPORAL	0.28	0.035	0.020	0.006	0.00	0.04	0.280

CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR EL METODO RACIONAL Y $T_r=20$ AÑOS

SITIO	AREAS (Km ²)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA Sc	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (tc)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m ³ /s)
4	0.020	0.142	0.1722	0.280	1.74	105	0.170

Se propone usar un tubo con diámetro interior de 1.20 m, por lo cual se revisara su capacidad.

REVISON DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LA ALCANTARRILLA A TUBO LLENO (SIN PRESION INTERNA) PARA LAS CONDICIONES ACTUALES

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s _o L m	LONG. L, m	s _o PEND.	DIAM D, m	PZAS	AREA A _{TLL} , m ²	Per. Moj: P _{mTLL} m	R _{hTLL}	Coef. Rug. n	v m/s	Q (tubo lleno) m ³ /s	Q m ³ /s
ALCANT	0+360	221.450	221.200	0.250	13	0.01923	1.20	1	1.131	3.77	0.3	0.009	6.90	7.80	0.17

$$11.05 > 0.17$$

El tubo de 1.20 m, con un desnivel de 0.25 m puede desalojar un gasto de 7.80 m³/s mayor al calculado, por lo tanto es correcto el diámetro del tubo para esta alcantarilla

5.8.4. Propuesta de alcantarilla en el km. 0+240.



Figura.5.13. Subcuenca de la alcantarilla propuesta en el km.0+240.

Cálculo de la pendiente geométrica media Cauce principal alcantarilla 0+240 tramo tarecuato los hucuares							
Punto	Cadena- miento m	Longitud L_i m	Elevación m	Desnivel h_i m	Distancia d_i m	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	1980.000	-----	-----	-----	-----
2	20.00	20.00	1978.000	2.000	20.10	0.100000	2.01
2	40.00	20.00	1969.000	9.000	21.93	0.450000	9.87
3	60.00	20.00	1966.000	3.000	20.22	0.150000	3.03
4	80.00	20.00	1964.000	2.000	20.10	0.100000	2.01
5	100.00	20.00	1963.000	1.000	20.02	0.050000	1.00
6	120.00	20.00	1962.000	1.000	20.02	0.050000	1.00
7	140.00	20.00	1960.000	2.000	20.10	0.100000	2.01
8	156.80	16.80	1958	2.000	16.92	0.119050	2.01
Sumas				$d_i =$	159.41	$S_i d_i =$	22.94
Pendiente media (S)						$d_i / S_i d_i =$	0.14391

Tiempo de concentración por Kirpich (t_c, min)	$t_c = 0,0662 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$	2.04
--	---	-------------

NUMERO Y COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA n Y C

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA	A°C	A*N	n PONDERADO	C PONDERADO
KM 68+280	A	AGRICULTURA TEMPORAL	0.28	0.035	0.033	0.009	0.00	0.04	0.280

CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR EL METODO RACIONAL Y $T_r=20$ AÑOS

SITIO	AREAS (Km ²)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA Sc	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (tc)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m ³ /s)
4	0.033	0.159	0.1439	0.280	2.04	105	0.270

REVISION DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ALCANTARRILLA A TUBO LLENO (SIN PRESION INTERNA) PARA LAS CONDICIONES ACTUALES

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s _o L m	LONG. L, m	s _o PEND.	DIAM D, m	PZAS	AREA A _{TLL} , m ²	Per. Moj: P _{mTLL} m	R _{hTLL}	Coef. Rug. n	V m/s	Q (tubo lleno) m ³ /s	Q m ³ /s
ALCANT2	0+240	219.300	218.770	0.530	15	0.03533	1.20	1	1.131	3.77	0.3	0.009	9.36	10.59	0.27

10.59 > 0.27

El tubo de 1.20 m, con un desnivel de 0.53 m puede desalojar un gasto de 10.59 m³/s mayor al gasto de diseño, por lo tanto es correcto el diámetro del tubo para esta alcantarilla.

Para las alcantarillas propuestas para desalojar el agua de cunetas en los km.0+020 km.0+080, km.0+140, km.0+480, km.1+366.km.1+650, km.1+800 y km.1+891, se usara tubo de 1200 mm de diámetro ADS.

5.9. Revisión de la resistencia a flexión del tubo en la alcantarillas ubicadas:
km. 2+060 y km. 0+953.

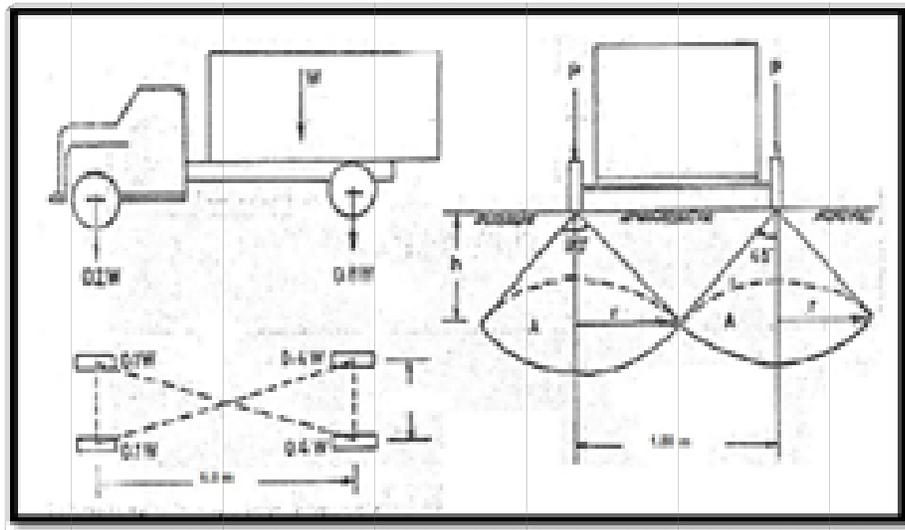
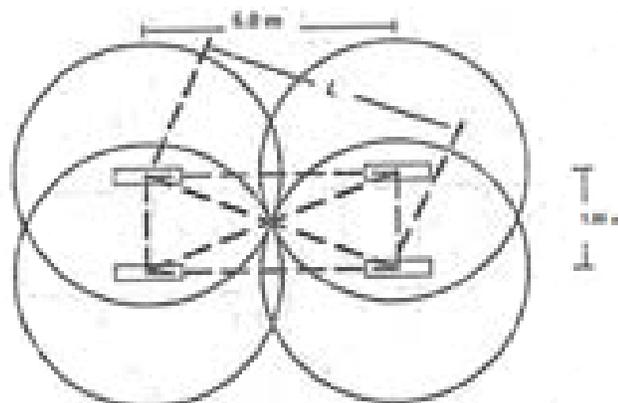


Fig.5.14.Distribución de cargas de camión tipo H15.

Con 1.2 metros de colchón de relleno



CARGA VIVA

Esfuerzo

$$S=P/A$$

$$r=h=1.8/2= 0.9 \text{ m}$$

$$\text{Carga H15}= 26000 \text{ kg}$$

$$P=0.4W \quad 10400$$

$$A=\pi r^2$$

$$y \quad 1600 \text{ kg/m}^3$$

El esfuerzo al tocarse los conos es:

$$S=5440/3.14 \times r^2$$

Para $h=0.50 \text{ m}$, se tendrá

$$S=P/A \quad 13242 \text{ KG/M}^2$$

Conocido el esfuerzo, S, se calcula h' , así:

$$h' = s/Y \quad 8.276059 \text{ m}$$

Se suman h y h' y se obtiene d :

$$d=h+h' = 8.776059 \text{ m}$$

A los 0.9 m de profundidad se tendrá

$$h=0.90 \text{ m}$$

$$S= 4086.943 \text{ KG/M}^2$$

$$h'= 2.554339 \text{ m}$$

$$d=h+h' \quad 3.454339 \text{ m}$$

Para una profundidad de 1.00 m (que es mayor de 0.9 m) se tendrá:

$$h= 1 \text{ m}$$

$$S= 6620.847 \text{ KG/M}^2$$

$$H'=S/Y= 4.138029$$

$$d=h+h' = 5.138029 \text{ m}$$

Se observa que a partir de $1.8/2=0.9 \text{ m}$, hay que multiplicar por 2

h, en metros	S=P/A, en kg/m ²	h'=S/y, en metros	d=h+h', en metros
0.5	13242	8.28	8.78
0.9	4087	2.55	3.45
1	3310	2.07	3.07
1.2	2299	1.44	2.64
2	828	0.52	2.52
3	368	0.23	3.23
3.13	338	0.21	3.34
4	207	0.13	4.13
5	132	0.08	5.08
6	92	0.06	6.06
6.26	84	0.05	6.31
6.5	78	0.05	6.55
7	68	0.04	7.04
	L=	6.26	
	ENTONCES: L/2=	3.13	m
	Es decir que hasta llegar a 3.13 m se debe multiplicar por dos		
	pero en delante de 3.13 m ya no		

CARGA MUERTA

Y=1600 KG/M³

B= 1.5m

AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL RELLENO SOBRE LA
ALCANTARILLA ZONA MAS DESFAVORABLE

1.04 M²

VOLUMEN 1.56 M³

PESO VOLUMETRICO DEL RELLENO

1600 KG/M³

PESODEL RELLENO=1.56 X 1600=

2496 KG

LONGITUD= 1m

PESO DEL RELLENO POR METRO CUADRADO

1664 KG/M2

Carga muerta + carga viva por metro cuadrado sobre la alcantarilla
 $1664+2299=4663$
kg/m2

Resistencia del tubo a flexión (ADS 1.5 m de diámetro)
9840.97 kg/m2

$4663 < 9840.97$ POR LO TANTO CUMPLE CON LA RESISTENCIA A FLEXION EL TUBO
CON 1.2 METRO DE COLCHON

**5.10. Revisión de la resistencia a flexión del tubo en la alcantarillas ubicadas:
km.1+140, km. 0+660, km.1+290, km.0+360 y km.0+240.**

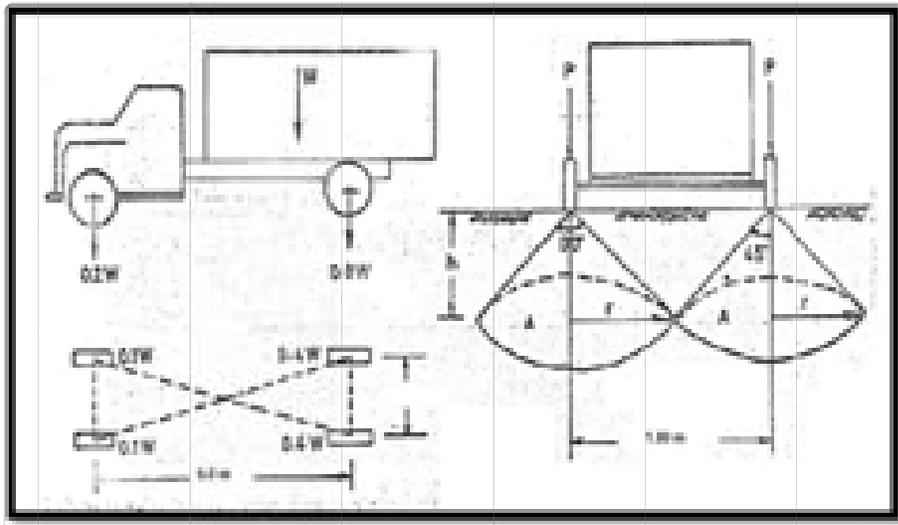
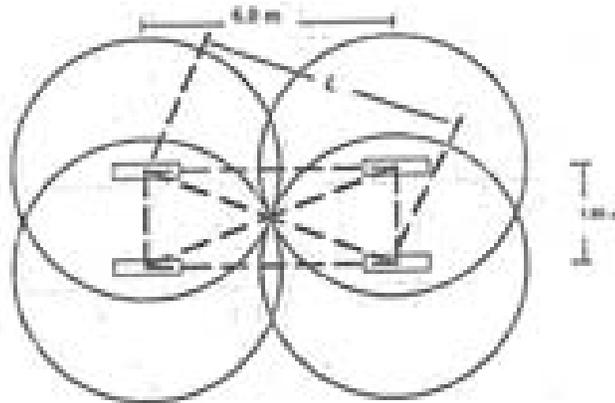


Fig.5.15.Distribución de cargas de camión tipo H15.

Con 1.2 metros de colchón de relleno



CARGA VIVA

Esfuerzo

$$S=P/A$$

$$r=h=1.8/2= 0.9 \text{ m}$$

$$\text{Carga H15}= 26000 \text{ kg}$$

$$P=0.4W \quad 10400$$

$$A=\pi r^2$$

$$y \quad 1600 \text{ kg/m}^3$$

El esfuerzo al tocarse los conos es:

$$S=5440/3.14 \times r^2$$

Para $h=0.50 \text{ m}$, se tendrá

$$S=P/A \quad 13242 \text{ KG/M}^2$$

Conocido el esfuerzo, S, se calcula h' , así:

$$h' = s/Y \quad 8.276059 \text{ m}$$

Se suman h y h' y se obtiene d :

$$d=h+h' = 8.776059 \text{ m}$$

A los 0.9 m de profundidad se tendrá

$$h=0.90 \text{ m}$$

$$S = 4086.943 \text{ KG/M}^2$$

$$h' = 2.554339 \text{ m}$$

$$d = h + h' = 3.454339 \text{ m}$$

Para una profundidad de 1.00 m (que es mayor de 0.9 m) se tendrá:

$$h = 1 \text{ m}$$

$$S = 6620.847 \text{ KG/M}^2$$

$$H' = S/Y = 4.138029$$

$$d = h + h' = 5.138029 \text{ m}$$

Se observa que a partir de $1.8/2 = 0.9 \text{ m}$, hay que multiplicar por 2

h, en metros	$S = P/A$, en kg/m ²	$h' = S/y$, en metros	$d = h + h'$, en metros
0.5	13242	8.28	8.78
0.9	4087	2.55	3.45
1	3310	2.07	3.07
1.2	2299	1.44	2.64
2	828	0.52	2.52
3	368	0.23	3.23
3.13	338	0.21	3.34
4	207	0.13	4.13
5	132	0.08	5.08
6	92	0.06	6.06
6.26	84	0.05	6.31
6.5	78	0.05	6.55
7	68	0.04	7.04
	L =	6.26	
	ENTONCES: L/2 =	3.13	m

Es decir que hasta llegar a 3.13 m se debe multiplicar por dos
 Pero en delante de 3.13 m ya no

CARGA MUERTA

$Y=1600 \text{ KG/M}^3$

$B= 1.2 \text{ m}$

AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL RELLENO SOBRE LA
ALCANTARILLA ZONA MAS DESFAVORABLE

1.031 M²

VOLUMEN 1.2372 M³

PESO VOLUMETRICO DEL RELLENO

1600 KG/M³

PESODEL RELLENO= $1.2372 \times 1600=$

1979.52 KG

LONGITUD= 1m

PESO DEL RELLENO POR METRO CUADRADO

1649.6 KG/M²

Carga muerta + carga viva por metro cuadrado sobre la alcantarilla

$1649.6+2299=4648.6$

kg/m²

Resistencia del tubo a flexión (ADS 1.2 m de diámetro)

12652 kg/m²

$4648.6 < 12652$ POR LO TANTO CUMPLE CON LA RESISTENCIA A FLEXION EL TUBO
CON 1.2 METRO DE COLCHON

5.11. Muros de cabeza en las alcantarillas.

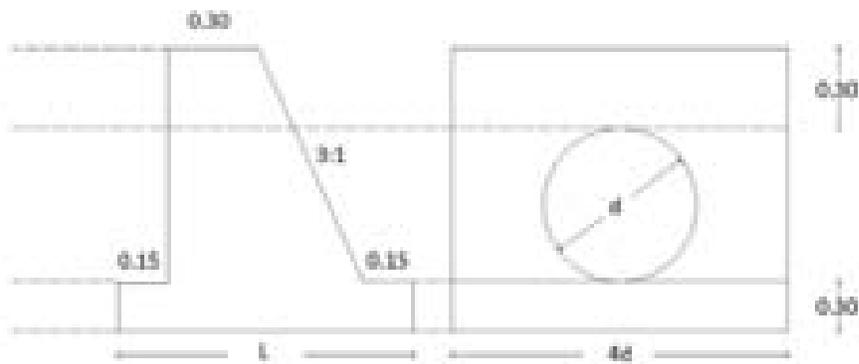


Fig.5.16. Muro de cabeza tipo para alcantarilla.

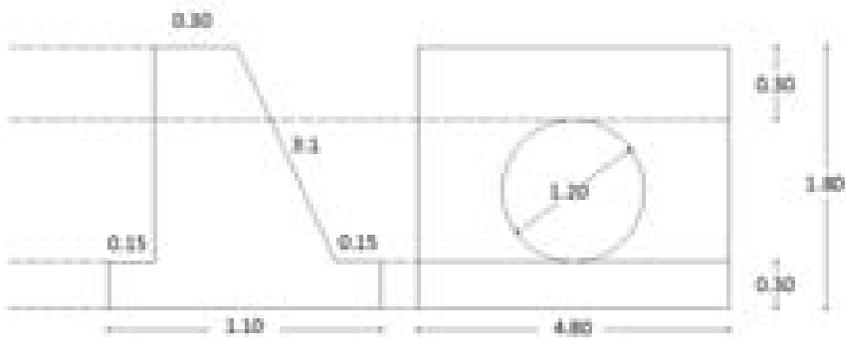


Fig.5.17. Muro de cabeza para alcantarilla con tubo de 1.20 m de diámetro.

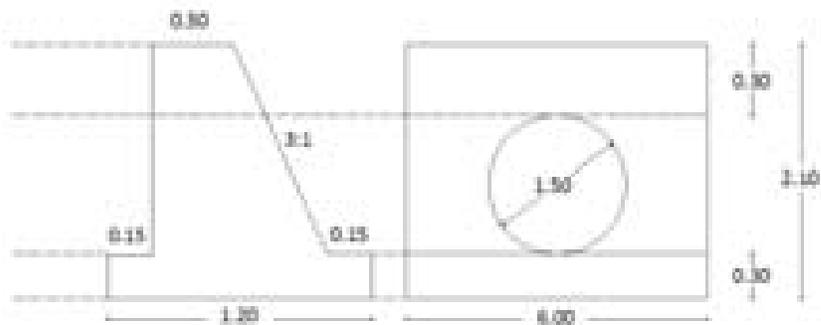


Fig.5.18. Muro de cabeza para alcantarilla con tubo de 1.50 m de diámetro.

5.12. Análisis final.

Se puede observar de acuerdo a los resultados obtenidos de la revisión del área hidráulica de las alcantarillas y comparando con lo que se tenían del proyecto original que el diámetro del tubo propuesto en el proyecto en algunos caso no es el adecuado y las alcantarillas en el tramo son insuficientes, por lo que se propone cambiar el diámetro de los tubos y agregar 12 alcantarillas más para desalojar el agua de las cunetas. En cuanto al bombeo es adecuado porque se tiene del 2% aceptado para caminos revestidos.

La cuneta tipo del tramo es adecuada ya que analizando su capacidad en un tramo del camino, la capacidad es suficiente para desalojar el gasto obtenido de proyecto.

CONCLUSIONES

Terminada la investigación tanto de campo como bibliográfica y haber cumplido con el objetivo general de revisar el sistema de drenaje de la carretera Tarecuato – Los Hucuares en el tramo que va del km.0+000 al km.2+080 y así mismo cumpliendo con los objetivos específicos, partiendo de la definición de vía terrestre, definiendo que es el drenaje en carreteras y los tipos de drenaje en carreteras, todo esto respaldado por la investigación bibliográfica llevada a cabo. Definidas las subcuencas de cada alcantarilla del proyecto se logro revisar y proponer la sobras de drenaje necesarias para una buena operación del camino, la importancia de un adecuado sistema de drenaje es todavía más relevante si se piensa que del costo total de una carretera, un porcentaje considerable se paga en el gasto de estas estructuras y que deben justificar la inversión protegiendo la vía de comunicación de los ataques del agua. La razón principal de la construcción de las obras complementaria de drenaje, es la de proteger los cortes y terraplenes, controlar la erosión de suelos y prevenir los problemas de estabilidad en suelos y rocas.

Las preguntas de investigación planteadas como punto de partida de esta investigación fueron comprobadas y las respuestas se presentan a continuación:

Una carretera es una vía pública o privada, proyectada y construida fundamentalmente para la circulación de vehículos. Las principales obras de drenaje en una carretera son: el bombeo, los lavaderos, los bordillos, las cunetas y las alcantarillas.

El bombeo sirve para que el agua escurra hacia sus dos hombros, los bordillos son barreras de concreto para conducir el agua hacia los lavaderos, evitando erosiones en los taludes y saturación de estos por el agua que cae sobre la corona del camino. Los lavaderos son canales conectados con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes y su objeto es conducir el agua de la orilla del camino hasta lugares alejados de los terraplenes. Las cunetas son canales que se construyen a ambos lados de la corona del camino en el lado donde existe corte y conducen el agua pluvial de la mitad del camino o todo el camino en las curvas, el agua que escurre por los cortes, el área que drenen estas estructuras es muy pequeña por lo que se diseñan para que den capacidad a aguaceros de entre 10 y 20 minutos.

Es importante que el drenaje en una carretera sea correctamente diseñado para que su capacidad no sea rebasada, no se formen baches, que no haya deslaves ya que un buen drenaje ayuda a la seguridad del camino porque se evitan accidentes, dando este buen diseño una mayor vida útil.

Revisando las obras de drenaje del tramo en estudio se encontró que faltan alcantarillas en zonas importantes como el cruce de barrancas y para la captación del agua de las cunetas, por lo que se agregaron mas alcantarillas. Se agregan además los lavaderos que en el proyecto original no fueron considerados.

Finalmente revisando la capacidad hidráulica de la alcantarillas de proyecto, se encontró que los diámetros del tubo propuestos en el proyecto original no son del tamaño necesario para desalojar el gasto de diseño, por lo que se propuso y analizo

cada alcantarilla con un tubo de diámetro mayor, usando para esto el método racional.

Lo más importante de esta investigación fue el método usado para la revisión del área hidráulica de las alcantarillas y así verificar el diámetro del tubo usado, este método tiene variables como el uso de suelo de la zona (obtenido de INEGI) para determinar coeficientes de rugosidad y de escurrimiento basándose en normas de SCT para estudios hidrológicos, la intensidad de lluvia obtenida de los mapas de isoyetas del estado de Michoacán elaborados por la SCT, calculando con esto un gasto de diseño y así proponer el diámetro correcto de los tubos para las alcantarillas, para la revisión de la cuneta se usó el Nomograma de Izzard para canales triangulares el cual no había sido usado en ninguna investigación de diseño o revisión del drenaje en carreteras en esta institución.

BIBLIOGRAFÍA

Aparicio Mijares, Francisco Javier (1992)

Fundamentos de hidrología de superficie

Editorial Limusa, México.

Arias Rivera, G. Carlos; Meza Reyna, Jorge L. (1984)

Cuaderno de trabajo de comportamiento de suelos

Editorial UNAM, Facultad de Ingeniería Civil, México.

Crespo Villalaz, Carlos (2005)

Vías de comunicación: Caminos, ferrocarriles, aeropuertos, puentes y puertos

Editorial Limusa, 3ª Edición, México.

Hernández Sampieri, Roberto (2005)

Metodología de la investigación

Editorial McGraw-Hill, México.

Manual de

Mantenimiento de obras civiles (1993)

CFE

Manual de proyecto (1974)

Geométrico de carreteras

SCT

Mendieta Alatorre, Ángeles (2005)
Métodos de investigación y manual académico
Editorial Porrúa, México.

Mier S., José Alfonso (1987)
Introducción a la ingeniería de caminos
UMNSH

Monsalve Sáenz, Germán (1999)
Hidrología en la Ingeniería
Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería 2ª edición.

Olivera Bustamante, Fernando (2006)
Estructuración de vías terrestres
Editorial continental 2ª edición, México.

Godínez Arredondo, Apolo (2007)

“Diseño del sistema de drenaje del tramo carretero El Papayo-Mesa de cazares-La Ciénega, elaborada por Godínez (2007), Tesis, licenciatura, Ingeniería Civil, Universidad Don Vasco, Uruapan, Michoacan.

Sotelo A., Gilberto (1973)
Drenaje en carreteras y aeropuertos
Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Tamayo y Tamayo, Mario (2000)
El proceso de la investigación científica
Editorial Limusa, México.

Wright, Paul H. (1993)
Introducción a la Ingeniería
Editorial Limusa, México.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN

Informacion general.

www.bonatura.com

www.arqhys.com

Información, datos estadísticos y referencias sobre el estado de Michoacán

<http://www.inegi.gob.mx>

Instituto Mexicano del Transporte.

www.imt.mx

Información sobre el Mpio. de Tangamandapio, Mich.

http://www.emexico.gob.mx/work/EMM_1/Michoacan/Mpios/16084a.htm

<http://www.emexico.gob.mx>

www.inegi.gob.mx

http://mapserver.inegi.gob.mx/geografia/espanol/estados/mich/ubic_geo.cfm?c=1203&e=16&CFID=3389036&CFTOKEN=53206482

<http://www.e-local.gob.mx>

http://www.e-local.gob.mx/wb2/ELOCAL/EMM_michoacan

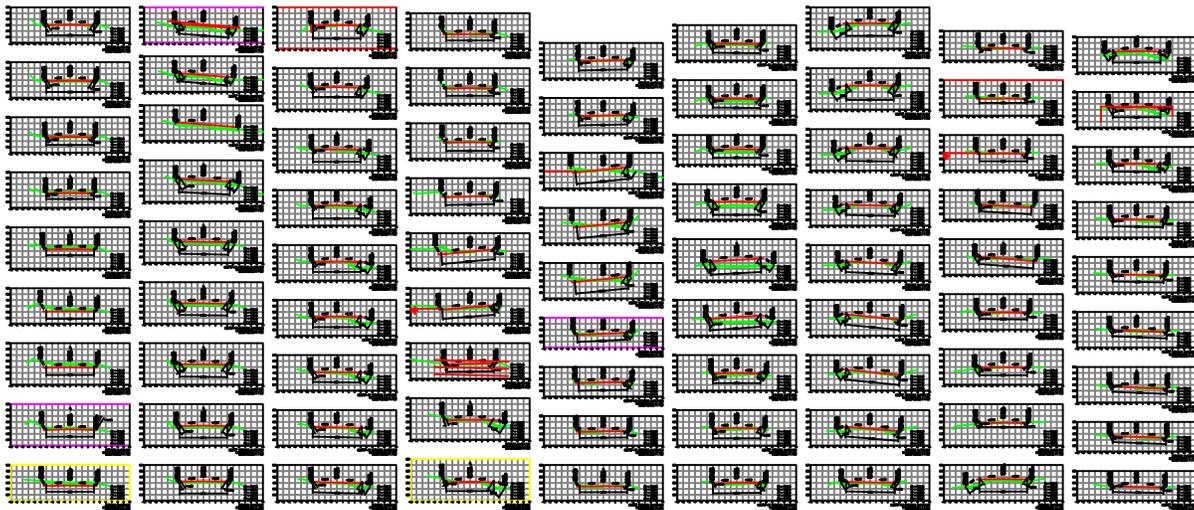
<http://www.michoacan.gob.mx>

http://www.michoacan.gob.mx/municipios/85medio_fisico.htm

<http://www.emexico.gob.mx>

http://www.emexico.gob.mx/work/EMM_1/Michoacan/16000c.htm

SECCIONES TRANSVERSALES TRAMO: KM.0+000 AL KM.0+960



ABREVIATURAS

- - Pavimento de asfalto flexible en el carril 10
- - Bordes en el carril 10
- - Pavimento en concreto
- - Borde de concreto en carril 10
- - Borde en concreto en carril 10
- - Borde de concreto en carril 10
- - Borde de concreto en carril 10

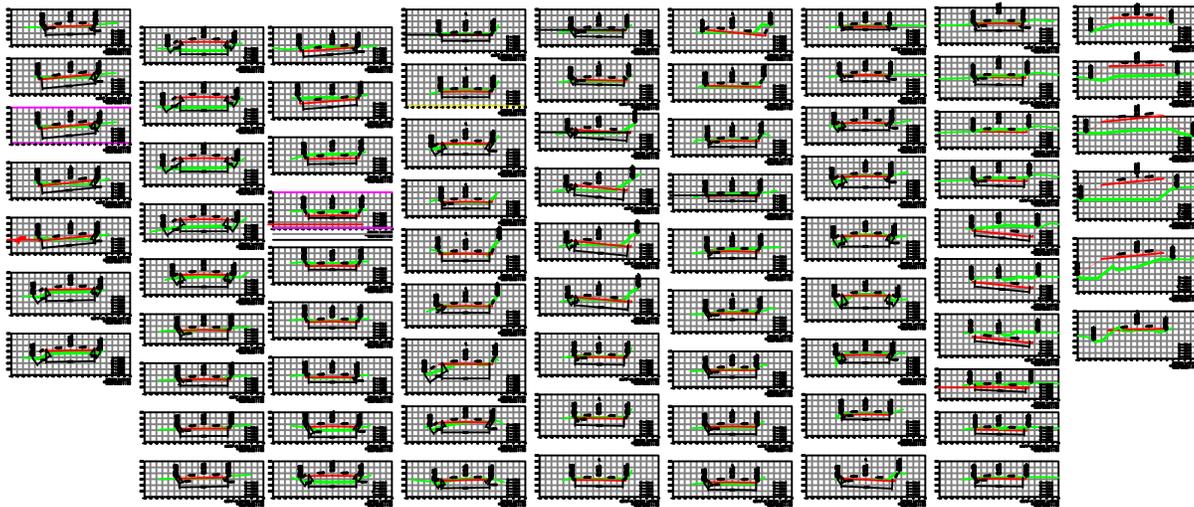
LOCALIZACION

UDV

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.
Escuela de Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C. No. Plano
Escuela de Ingeniería Civil **2**
JESÚS TORRENO DIAZ ANEXO 2

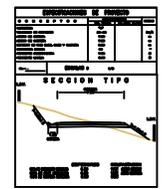
SECCIONES TRANSVERSALES TRAMO: KM.0+980 AL KM.2+080



ABREVIATURAS

- 0m - Elevación en cota (BNA) en el centro 0
- 0m - Cota en el centro 0
- 0m - Elevación en borde
- 0m - Elevación de borde (BNA) en el centro 0
- 0m - Elevación de borde (BNA) en el borde

LOCALIZACION



TITULO		SECCIONES TRANSVERSALES	
AUTOR		SISECADA	
FECHA	VERSION	FECHA	VERSION
CARRETERA TARECUATO-LOS HUCUARES DEL KM. 0+000 AL KM. 2+080.			

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C. Escuela de Ingeniería Civil	No. Plano 3
LUIS LUCIANO DIAZ	ANEXO 3

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO				
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA N° 200	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4	GW	COEF. DE UNIFORMIDAD (Cu) $\frac{D_{60}}{D_{10}}$, MAYOR DE 6	
		GP	COEF. DE CURVATURA (Cc) $\frac{D_{30}}{D_{10} \cdot D_{60}}$, ENTRE 1 Y 3	
		GM	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW	
		GC	LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" CONT+ MENOR QUE 6	
		SW	LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CONT+ MAYOR QUE 6	
		SP	COEF. DE UNIFORMIDAD (Cu) $\frac{D_{60}}{D_{10}}$, MAYOR DE 6	
SUELOS DE PARTICULAS FINAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA N° 200	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4	SM	COEF. DE CURVATURA (Cc) $\frac{D_{30}}{D_{10} \cdot D_{60}}$, ENTRE 1 Y 3	
		SC	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA SW	
		LOMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	ML	EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G. GRAVA M. LIMO O. SUELOS ORGANICOS W. BIEN GRADUADOS L. BAJA COMPRESIBILIDAD S. ARENA C. ARCILLA P. TURBA P. MAL GRADUADA H. ALTA COMPRESIBILIDAD
			CL	COMPARANDO SUELOS A IGUAL LIMITE LIQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL INDICE PLASTICO
			OL	COMPARANDO SUELOS CON EL MISMO LIMITE LIQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA (EN ESTADO SECO) AUMENTAN CON EL INDICE PLASTICO
			MH	LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA (EN ESTADO SECO) AUMENTAN CON EL INDICE PLASTICO
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	LOMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	CH		
		OH		
		P ₁		

* CLASIFICACIONES DE FRONTERA - LOS SUELOS QUE POSEAN LAS CARACTERISTICAS DE DOS GRUPOS SE DESIGNARAN CON LA COMBINACION DE LOS DOS SIMBOLOS: EJEMPLO GW - GC MEZCLA DE GRAVA Y ARENA BIEN GRADUADA CON CEMENTANTE ARCILLOSO.
 † TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS U. S. STANDARD.

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (EXCLUYENDO LAS PARTICULAS MAYORES DE 7.620mm (3" Y BASANDO LAS FRACCIONES EN PESOS ESTIMADOS)				#SUELOS EN GRUPO *	NOMBRES TIPICOS		
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA N° 200	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4	GW	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.	GW	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVAS Y ARENAS CON POCO O NADA DE FINOS.		
		GP	PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑOS CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.	GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.		
		GM	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO "ML" ABAJO).	GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO.		
		GC	FRACCION FINA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO "CL" ABAJO).	GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA.		
		SW	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.	SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS.		
		SP	PROMEDIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑOS CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.	SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS.		
SUELOS DE PARTICULAS FINAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA N° 200	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4	SM	FRACCION FINA POCO NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO "ML" ABAJO).	SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO.		
		SC	FRACCION FINA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO "CL" ABAJO).	SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA.		
		PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40					
		LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (CARACTERISTICAS AL ROMPIMIENTO)	DILATANCIA REACCION AL AGITADO	TENACIDAD (CONSISTENCIA CIRCA DEL LIMITE PLASTICO)	ML	LIMOS INORGANICOS, POLVO DE ROCA, LIMOS ARENOSOS O ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLASTICOS.
			NULA A LIGERA	RAPIDA A LENTA	NULA	CL	ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS POREAS.
			MEDIA A ALTA	NULA O MUY LENTA	MEDIA	OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD.
LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	LIGERA A MEDIA	LENTA	LEGERA	MH	LIMOS INORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD.		
	NULA A LIGERA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	CH	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS FRANCOAS.		
	ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD.		
FACILMENTE IDENTIFICABLES POR COLOR Y OLOR, SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA.			P ₁	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS.			

