

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO

Diseño preliminar de la vía de acceso al sector “El Carmen”

Alfredo Leonardo Villacreces Oviedo

Tesis de grado presentada como requisito para la obtención del título de Ingeniero Civil.

Quito

Enero de 2011.

Universidad San Francisco de Quito
Colegio Politécnico

HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS

Prediseño de la vía de acceso al sector “El Carmen”

Alfredo Leonardo Villacreces Oviedo

Ing. Patricio Arévalo

.....

Director de tesis

Ing. Fernando Romo, Phd

.....

Miembro del comité de tesis

Decano del Colegio Politécnico

Quito, Enero del 2011

© Derechos de autor

Alfredo Leonardo Villacreces Oviedo

2011

Agradecimiento

A un Poder Superior fuente de todo lo bueno y verdadero, a mi familia por todo su amor y apoyo; y a todas aquellas personas que creyeron en mí cuando yo mismo no podía creer.

Resumen

Este proyecto denominado “Prediseño de la vía de acceso al sector El Carmen”, es un diseño vial de una carretera de dos carriles que conecta directamente el terreno de la actual hacienda “El Carmen” con el sector de Tumbaco. El fin de esta carretera es hacer más accesibles los terrenos de la actual hacienda “El Carmen” para poder desarrollar en estos una urbanización de primera clase. Para esto, dicho acceso, deberá cruzar la quebrada profunda del río Alcantarilla por medio de una carrera y un puente. El proyecto inicia con el estudio de tráfico para determinar las características de geométricas viales que la normativa del M.T.O.P. señala para esa cantidad de tráfico. Al ser éstas características geométricas muy exigentes para la topografía escarpada del la zona, se realiza un estudio de capacidad vial para justificar la utilización de características geométricas viales inferiores a las que el M.T.O.P. indica en su normativa. A continuación se efectúa el diseño pre-preliminar de cuatro vías alternativas que accedan al sector “El Carmen” en escala 1:5000. Luego se escoge las dos mejores alternativas; y se elabora, con éstas, el diseño preliminar en escala 1:1000. Finalmente se realiza un presupuesto aproximado de las dos vías alternativas y se procede a dibujar bosquejos de algunos tipos de puentes que podrían utilizarse en cada ruta.

Abstract

This project named “Predesign of El Carmen Sector Access road”, entails the design of a two-lane highway directly connecting a land plot, currently known as “Hacienda El Carmen”, with the Tumbaco sector. The purpose of this highway is to make the land plot more accessible, and to develop this land into a first class housing project. For this purpose, said access road must cross over the deep ravine of the Alcantarilla River by means of a bridge and a roadway. The project begins with a traffic flow study in order to determine the roadway geometric characteristics according to what the Ministry of Transportation and Public Works (MTO-*Ministerio de Transporte y Obras Públicas*) regulation states for this traffic load. Since these geometrical characteristics are very demanding, for the rugged topography of the terrain in this area, a roadway capacity study was performed to justify the use of inferior geometrical characteristics to those indicated by MTO standards. What follows is a pre-preliminary design of four alternative roadways to access the “Hacienda El Carmen” land plot, drawn in 1:5000 scale. After which the two best alternatives were selected and a preliminary design for these is drawn in a 1:1000 scale. Finally, a crude budget for the two alternative roadways has been estimated, and rough draft sketches are presented for several types of bridges to be used in each route.

Tabla de contenido

Tabla de contenidos	vi
Índice de cuadros	ix
Índice de figuras	xi
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Demanda de Terrenos Residenciales en el DMQ y en el valle de Tumbaco....	1
1.2. Ubicación y Características Especiales de los Terrenos de “El Carmen”....	12
1.3. Problema de Accesibilidad....	15
1.4. Solución al Problema de Accesibilidad....	17
1.4.1. Construcción de Vía y Puente de Acceso....	17
1.4.2. Criterios para el Diseño de la Vía y Puente de Acceso....	18
2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	20
2.1. Topografía y Características Físicas del Relieve.....	20
2.1.1. Reconocimientos.....	21
2.2. Tráfico.....	22
2.2.1. Tráfico Promedio Diario Anual.....	23
2.2.2. Factores de Tráfico.....	24
2.2.3. Tráfico Futuro.....	25
2.2.4. Clasificación de Carreteras de Acuerdo al Tráfico.....	26
2.2.5. Clasificación de Carreteras de Acuerdo a su Función.....	27
2.3. Velocidad de Diseño.....	28
2.4. Alineamiento Horizontal.....	32
2.4.1. Tangentes.....	32
2.4.2. Curvas Horizontales Circulares.....	33
2.4.2.1. Radio Mínimo de Curvatura Horizontal.....	34
2.4.2.2. Elementos de la Curva Horizontal Circular.....	36
2.4.3. Curva Horizontal Espiral.....	40
2.4.3.1. Elementos de una Curva Horizontal Espiral.....	41
2.4.4. Peralte.....	48
2.4.4.1. Magnitud del Peralte.....	52
2.4.4.2. Desarrollo del Peralte.....	52

2.4.4.3.	Longitud Tangencial.....	56
2.4.5.	Tangente Intermedia Mínima.....	57
2.4.6.	Sobreancho en las Curvas.....	59
2.4.6.1.	Distribución del Sobreancho.....	60
2.5.	Alineamiento Vertical.....	64
2.5.1.	Gradientes Longitudinales.....	64
2.5.2.	Curvas Verticales.....	65
2.5.2.1.	Curvas Cóncavas	67
2.5.2.2.	Curvas Convexas	68
2.5.2.3.	Fórmulas para el Cálculo de Curvas Verticales.....	71
2.5.3.	Criterios Generales para el Alineamiento Vertical.....	72
2.5.4.	Combinación de los Alineamientos Verticales y Horizontales.....	73
2.6.	Secciones Transversales.....	77
2.6.1.	Ancho de la Sección Transversal Típica.....	77
2.6.2.	Calzada.....	78
2.6.3.	Espaldón.....	79
2.6.4.	Cunetas.....	80
2.6.5.	Taludes.....	80
2.7.	Drenaje Vial.....	81
2.7.1.	Cunetas.....	82
2.7.2.	Cunetas de Coronación.....	83
2.7.3.	Alcantarillas.....	85
2.7.4.	Diseño Hidráulico de Cunetas y Alcantarillas.....	88
2.8.	Capacidad Vial.....	97
2.8.1.	Concepto de Capacidad Vial.....	97
2.8.2.	Condiciones Prevalcientes.....	98
2.8.3.	Niveles de Servicio.....	98
2.8.4.	Criterios de Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio.....	100
2.8.5.	Volumen Hora de Diseño.....	101
2.8.6.	Factor Hora Pico.....	101
2.8.7.	Carretera de Dos Carriles.....	102
2.8.7.1.	Clasificación de las Carreteras de Dos Carriles.....	103
2.8.7.2.	Cálculo del Nivel de Servicio para Carreteras de Dos Carriles Clase II	

104

3. DISEÑO DE LAS VÍAS DE ACCESO.....113

3.1.	Topografía y Características Físicas del Relieve.....	113
3.2.	Estudio de Tráfico.....	113
3.2.1.	Cálculo del TPDA para la Vía de Acceso a la Urbanización “El Carmen”.....	114
3.2.2.	Análisis de los Resultados Obtenidos.....	121
3.3.	Estudio de Capacidad Vial.....	122
3.3.1.	Cálculo del Tiempo Perdido al Seguir Vehículos.....	125
3.4.	Características Geométricas de las Vías a Diseñarse.....	127
3.4.1.	Velocidad de Diseño.....	127

3.4.2.	Alineamiento Horizontal.....	128
3.4.3.	Alineamiento Vertical.....	129
3.4.4.	Sección Transversal.....	129
3.4.5.	Taludes.....	131
3.4.6.	Drenaje Vial.....	132
3.4.6.1.	Diseño Hidráulico de las Cunetas y Alcantarillas.....	134
3.5.	Criterios para el Diseño Vial.....	140
3.6.	Diseño Pre-preliminar de Cuatro Alternativas.....	141
3.6.1.	Presupuesto Aproximado de las Cuatro Alternativas Diseñadas.....	141
3.6.2.	Análisis y Evaluación de las Cuatro Alternativas Diseñadas.....	146
3.6.3.	Selección de Dos Alternativas para el Diseño Preliminar.....	150
3.7.	Diseño Preliminar de las Dos Alternativa Seleccionadas.....	151
3.7.1.	Presupuesto Aproximado de las Dos Alternativas Diseñadas.....	154
3.8.	Bosquejos de los Puentes que podrían Diseñarse para las Dos Rutas Desarrolladas en el Diseño Preliminar.....	155

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....156

4.1.	Conclusiones.....	156
4.2.	Recomendaciones.....	157

BIBLIOGRAFÍA..... 159

ANEXOS.....160

ANEXO 1: Rediseño y Método Constructivo para Talud de Corte con Alturas Superiores a 20 metros (Asociación Astec – F-Romo Consultores – León & Godoy).....
161

ANEXO 2: Planos del Diseño Geométrico de la Vía de Acceso al Sector “El Carmen”..... (Carpeta Aparte)

ANEXO 3 : Bosquejos de los Puentes que podrían Diseñarse para las Dos Rutas Desarrolladas en el Diseño Preliminar.....(Carpeta Aparte) .

Índice De Cuadros

Capítulo 1 (Introducción)

- Cuadro 1-1. Crecimiento demográfico de Quito a través del tiempo..... 1
- Cuadro 1-2. Proyección de la población del Distrito Metropolitano de Quito..... 7
- Cuadro 1-3. Proyección de la población en la administración zonal Tumbaco..... 10
- Cuadro 1-4. Proyección de la población en la administración zonal Aeropuerto..... 10

Capítulo 2 (Fundamentos Teóricos)

- Cuadro 2-1. Clasificación de las carreteras en función del tráfico proyectado..... 27
- Cuadro 2-2. Relación función, clase M.T.O.P y tráfico..... 28
- Cuadro 2-3. Velocidades de Diseño..... 31
- Cuadro 2-4. Radios mínimos de curvatura en función del peralte y del coeficiente de fricción lateral.... 35
- Cuadro 2-5. Radios mínimos para no utilizar curvas espirales..... 48
- Cuadro 2-6. Coeficientes de rozamiento permisibles..... 51
- Cuadro 2-7. Gradiente longitudinal necesaria para el desarrollo del peralte..... 54
- Cuadro 2-8. Cuadro para cálculo de tangentes intermedias mínimas..... 58
- Cuadro 2-9. Valores de diseño de las gradientes longitudinales máximas..... 64
- Cuadro 2-10. Curvas verticales cóncavas mínimas..... 68
- Cuadro 2-11. Curvas verticales convexas mínimas..... 70
- Cuadro 2-12. Clasificación de las superficies de rodadura..... 78
- Cuadro 2-13. Anchos de la calzada..... 79

- Cuadro 2–14. Valores de diseño para el ancho de espaldones.....80
- Cuadro 2–15. Taludes recomendados para diferentes tipos de terrenos..... 81
- Cuadro 2–16. Coeficiente de escorrentía..... 93
- Cuadro 2–17. Valores máximos de velocidades no erosivas en cunetas..... 96
- Cuadro 2–18. Coeficiente de rugosidad..... 96
- Cuadro 2–19. Factor de ajuste en el tiempo perdido al seguir vehículos debido a la pendiente de la carretera..... 104
- Cuadro 2–20. Factor de ajuste en el tiempo perdido al seguir vehículos debido a la pendiente de la carretera..... 105
- Cuadro 2–21. Factor de ajuste en el tiempo perdido al seguir vehículos debido al efecto combinado de la distribución direccional de tráfico y el porcentaje de zonas donde no es posible adelantar en una carretera..... 109.
- Cuadro 2–22. Criterios para definir el nivel de servicio en las carreteras de clase II..... 110

Capítulo 3 (Diseño de las vías de acceso)

- Cuadro 3–1. Conteo vehicular en la urbanización Santa Rosa - Tumbaco junio 2010..... 116
- Cuadro 3–2. Cálculo del factor horario de tráfico en la Urb. “Santa Rosa”..... 117
- Cuadro 3–3. Cálculo del volumen vehicular durante las 24 horas (Urb. Santa Rosa).....118
- Cuadro 3–4. Cálculo de los porcentajes de tráfico diario dentro de la semana..... 118
- Cuadro 3–5. Cálculo del tráfico semanal (Urb. Santa Rosa)..... 119
- Cuadro 3–6. Cálculo del tráfico anual (Urb. Santa Rosa)..... 120
- Cuadro 3–7. Cálculo del T.P.D.A. del acceso a la Urb. “El Carmen” 121
- Cuadro 3–8. Cálculo del Factor Hora Pico (Urb. Santa Rosa)..... 124

Cuadro 3-9. Cantidades de obra de los rubros más representativos de las cuatro rutas proyectadas en el diseño pre-preliminar.....	142
Cuadro 3-10. Presupuesto del movimiento de tierras por rutas.....	143
Cuadro 3-11. Presupuesto de la estructura del pavimento por rutas.....	143
Cuadro 3-12. Precio de puentes por metro cuadrado.....	144
Cuadro 3-13. Cálculo del presupuesto aproximado de los puentes de cada ruta.....	145
Cuadro 3-14. Resumen del presupuesto aproximado por rutas.....	146
Cuadro 3-15. Presupuesto aproximado del diseño preliminar de la ruta 3.....	154
Cuadro 3-16. Presupuesto aproximado del diseño preliminar de la ruta 2.....	155

Índice De Figuras

Capítulo 1 (Introducción)

Figura 1-1. Evolución de la marcha urbana de Quito.....	3
Figura 1-2. Quito urbano y suburbano.....	5
Figura 1-3. Etapas de incorporación del suelo urbano en el D.M.Q	6
Figura 1-4. Rutas al nuevo aeropuerto de Quito.....	11
Figura 1-5. Ubicación de la hacienda El Carmen.....	12
Figura 1-6. Urbanización “El Carmen”.....	14
Figura 1-7. Rutas a la los terrenos de la hacienda El Carmen.....	16

Capítulo 2 (Fundamentos Teóricos)

Figura 2-1. Elementos de la curva horizontal circular.....	36
------------------------------------------------------------	----

Figura 2-2. Elementos de una curva horizontal espiral.....	41
Figura 2-3. Estabilidad del vehículo en las curvas.....	49
Figura 2-4. Coeficientes de fricción lateral a diferentes velocidades de proyecto.....	51
Figura 2-5. Sobreancho en las curvas.....	59
Figura 2-6. Transición de peralte y sobreancho.....	62
Figura 2-7. Diagrama de transición del peralte.....	63
Figura 2-8. Curvas verticales cóncavas y convexas.....	66
Figura 2-9. Trazado de curvas verticales.....	71
Figura 2-10. Formas de buen y mal diseño de combinación de curvas.....	75
Figura 2-11. Formas de mal diseño y demostración del método de corrección.....	76
Figura 2-12. Sección transversal típica.....	77
Figura 2-13. Formas básicas de las cunetas.....	82
Figura 2-14. Forma típica de una cuneta triangular.....	83
Figura 2-15. Cunetas de coronación.....	84
Figura 2-16. Elementos de una alcantarilla.....	85
Figura 2-17. Varias formas de lograr una alineación.....	87
Figura 2-18. Longitud de la alcantarilla.....	88
Figura 2-19. Zonificación de intensidades de precipitación.....	90
Figura 2-20. Isolíneas de intensidades de precipitación para un periodo de retorno de cien años.....	91
Figura 2-21. Elementos geométricos de la sección de una alcantarilla.....	94

Capítulo 3 (Diseño de las vías de acceso)

Figura 3-1. Dimensiones de la cuneta tipo..... 130

Figura 3-2. Sección transversal típica..... 131

Figura 3-3. Taludes del Proyecto.... 132

Figura 3-4. Altura del agua en la cuneta..... 136

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Demanda de Terrenos Residenciales en el Distrito Metropolitano de Quito y en el Valle de Tumbaco.

El crecimiento de Quito en las últimas décadas ha transformado a la ciudad, de una pequeña y tranquila urbe de la serranía ecuatoriana a una gran metrópoli de casi dos millones de habitantes. Este crecimiento desmesurado de la capital del Ecuador es debido en gran parte a la migración del campo a la ciudad y a la migración de ciudades más pequeñas hacia Quito. En 1990 el 35% de población de la ciudad era proveniente de otros lugares. En el cuadro (1-1) podemos ver el crecimiento de la población de Quito a través del tiempo.

CUADRO 1-1

CRECIMIENTO DEMOGRAFICO DE QUITO A TRAVES DEL TIEMPO		
Año	Población Quito	Poblacion DMQ
1534	205	
1650	3500	
1748	58000	
1858	27900	
1886	39600	
1906	51526	
1922	80702	
1933	107192	
1947	187077	
1950	209932	319221
1962	354746	510286
1974	599828	782651
1982	866472	1116035
1990	1100847	1409845
2001	1399378	1839853

Fuentes: datos de 1534 a 1748
Murray, 1998; datos de 1950 a 2001
Wilquinedia (INEC)

El crecimiento de la población ha provocado la rápida expansión del suelo urbano de la ciudad. La ciudad ha crecido de tamaño mientras su número de habitantes aumentaba. La expansión del área urbana de Quito se ha realizado de una manera peculiar debido a su geografía. Hablando de la geografía donde se asienta Quito, Murray dice: “La porción urbanizada del área metropolitana de Quito está situada en un estrecho valle montañoso localizado inmediatamente al este de las faldas del volcán activo Pichincha.”

Además Murray también señala la manera como se ha extendido la ciudad cuando dice:

En la actualidad, la «barrera natural» de las montañas ha obligado a que la expansión de la ciudad ocurra longitudinalmente, en forma de luna creciente (DeNoni, 1986), de tal manera que el núcleo urbano consolidado de la metrópoli tiene actualmente de 5 a 8 Km. de ancho, y más de 30 Km. de largo. Mientras que los pobladores han logrado superar algunas limitaciones físicas que restringen los asentamientos en las laderas de la montaña, el acceso, el abastecimiento de agua y el riesgo de desastres naturales continúan impidiendo un desarrollo intensivo en estas áreas empinadas. En las zonas periféricas por fuera del núcleo urbano, el desarrollo también se ha movido más rápidamente en algunos valles y planicies urbanas que se extienden hacia el Este y el Sur de la ciudad principal, entre cadenas de colinas y otros terrenos empinados

En la figura (1-1) podemos ver como se ha expandido el suelo urbano de la ciudad de Quito a través del tiempo.

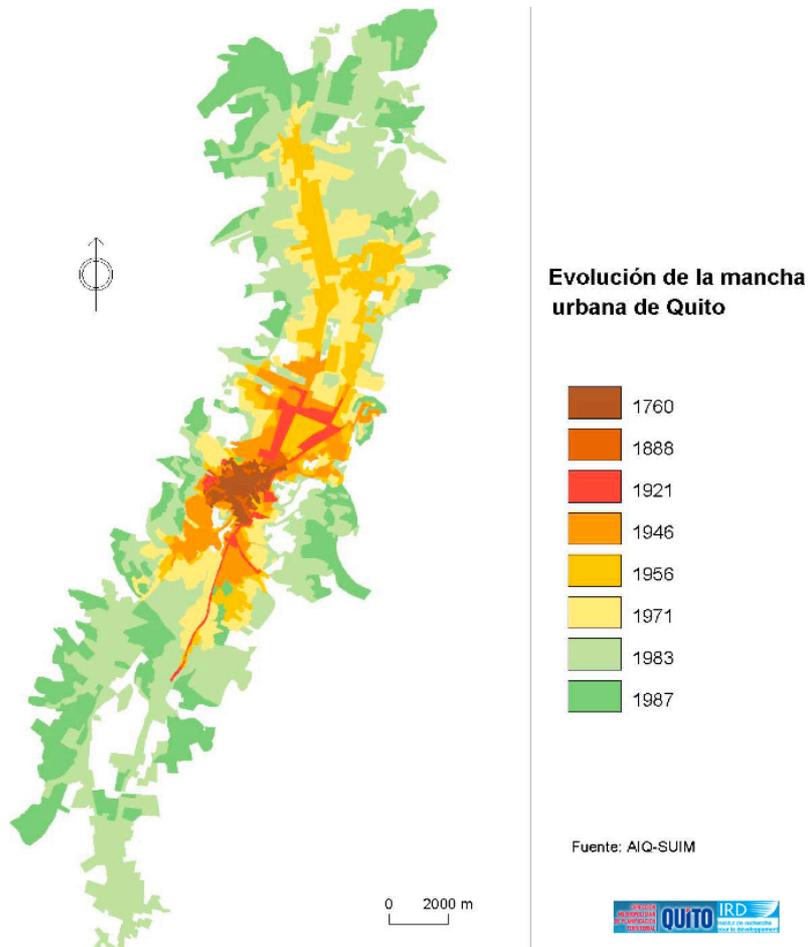


FIGURA 1-1

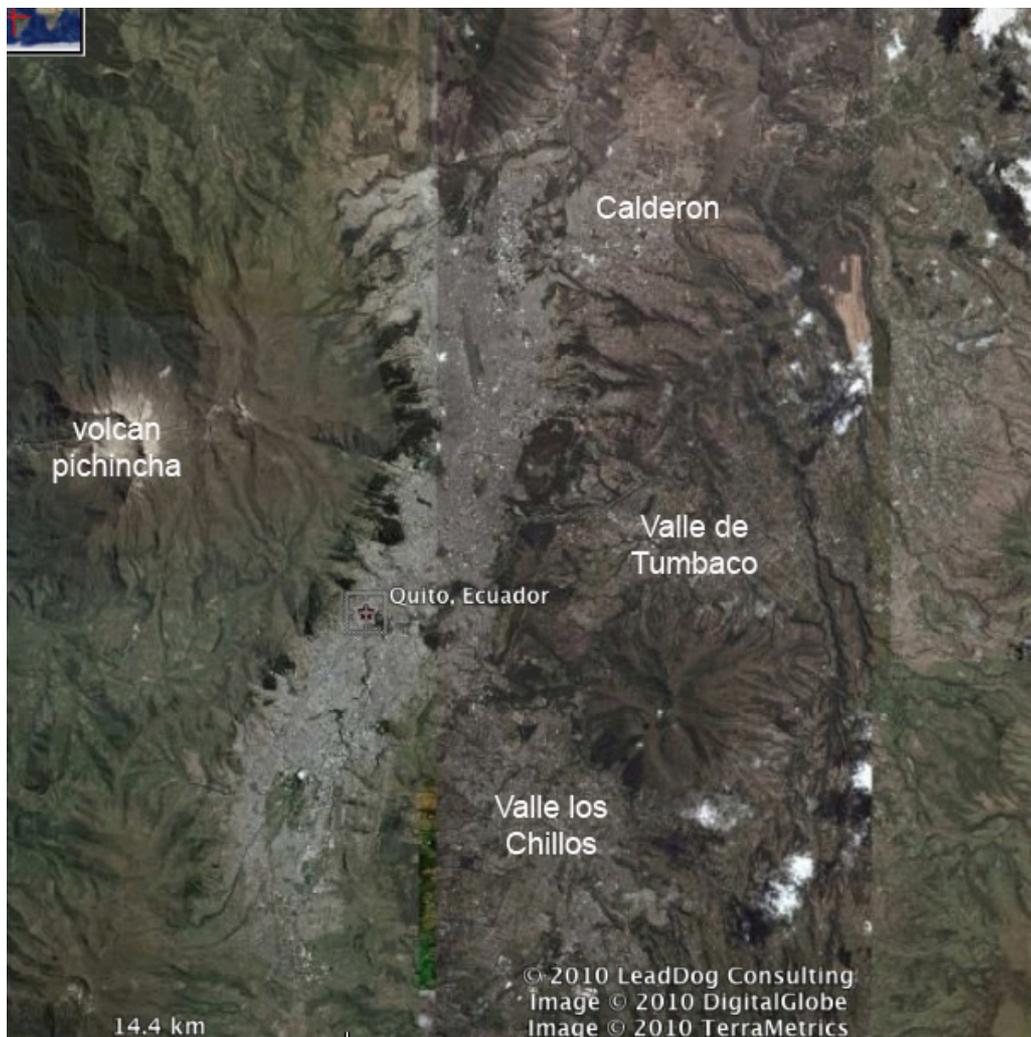
Como se señaló anteriormente la ciudad ha crecido de una manera longitudinal debido a la geografía donde se emplaza. Las empinadas laderas del volcán Pichincha ha impendido su expansión hacia el oeste, mientras que las empinadas laderas y quebradas que los separan de los valles orientales frena su expansión hacia el este. Por lo tanto, la expansión se ha dado tanto hacia el norte como hacia el sur; esto explica la forma actual de la ciudad. El que la ciudad sea tan larga y estrecha resulta inconveniente por obvias razones. Las distancias entre los barrios del norte y del sur son muy grandes, lo que ocasiona grandes pérdidas en tiempos de viaje. Esto frena el desarrollo de la urbe. Las pérdidas por tiempos de viaje no solo se dan por las grandes distancias de viaje sino también por el gran tráfico existente. La forma alargada que tiene la ciudad de Quito no favorece a los desplazamientos, existen solo unas pocas vías principales, frecuentemente congestionadas, que movilizan la gran mayoría del tráfico de la ciudad de norte a sur y viceversa. Como sucede en la mayoría de las grandes ciudades del mundo, la falta de planificación y previsión de la cantidad de tráfico futuro causa graves problemas de movilidad en Quito.

Por estas dificultades, originadas por tráfico y las grandes distancias dentro de la ciudad, muchos pobladores han visto una solución, el trasladarse a vivir a las parroquias suburbanas del Distrito Metropolitano de Quito. Muchas familias también se mudan al Quito sub-urbano, buscando tranquilidad, seguridad y un clima más agradable. La mayoría de estas parroquias se encuentran en los valles al oriente del actual Quito urbano. Entre ellas están las parroquias de Cumbayá, Tumbaco, Puembo y Pifo que se encuentran en el llamado valle de Tumbaco; las parroquias de Conocoto, Amaguaña, La Merced, y los pueblos de San Rafael y Sangolquí están en el Valle de los Chillos; la parroquia de Calderón al nor-oriente de la ciudad y la parroquia de Nayón al oriente de la ciudad. Todos estos lugares se encuentran separados del Quito urbano por quebradas o laderas empinadas

y se han hecho más accesibles a medida que mejores carreteras han sido construidas desde Quito hacia estos lugares.

El uso de estos suelos suburbanos ha sido principalmente residencial; debido a que esta ha sido la mayor necesidad a medida que la población de Quito ha ido creciendo. Los proyectos habitacionales se han proliferado en estas localidades, sobre todo las urbanizaciones cerradas, que ofrecen una mayor seguridad y exclusividad.

FIGURA 1- 2

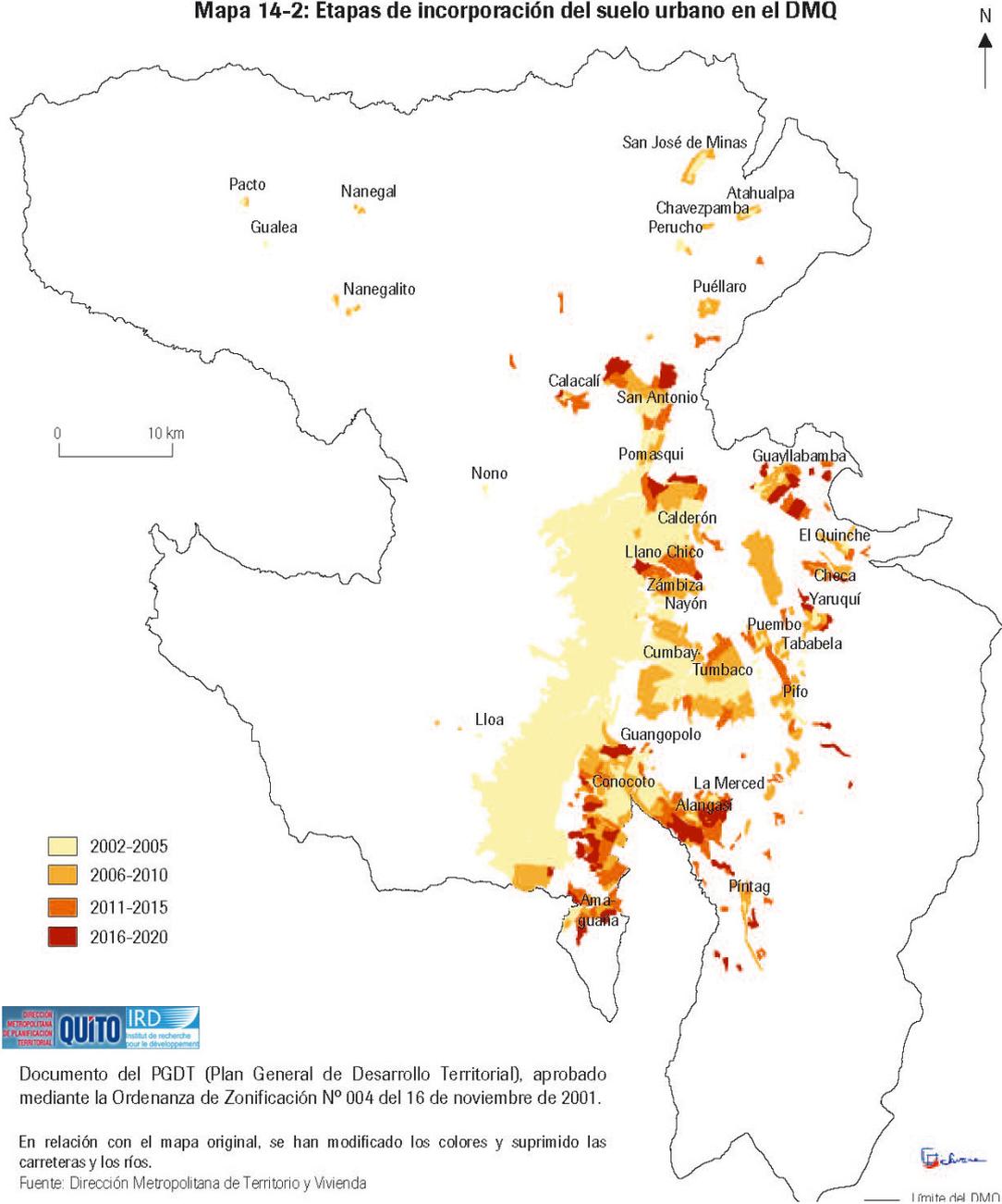


Fuente: Google Earth

Quito tiene una necesidad constante de encontrar tierras para expandirse; la principal necesidad es la de suelos residenciales. Lo que generalmente ocurre es que sectores residenciales pasan con el tiempo a ser sectores comerciales y la gente se traslada a otros lugares para vivir. Eso ha ocurrido en muchos barrios de Quito a lo largo de los años. Además, está el crecimiento poblacional por nacimientos y por migración, lo que hace que siempre se esté requiriendo más y más espacio para satisfacer las necesidades de esta población creciente. Lamentablemente terrenos desocupados dentro de la ciudad de Quito casi no existen, solamente hay un poco en el extremo sur y un poco menos aún, en el extremo norte. Lo que está sucediendo y sucederá en el futuro es que el mayor crecimiento poblacional de Quito se da y se dará en el Quito suburbano, donde relativamente aún existe espacio. (figura 1-3)

FIGURA 1-3

Mapa 14-2: Etapas de incorporación del suelo urbano en el DMQ



Fuente: Ilustre Municipio de Quito

En el cuadro (1-2) que presentamos a continuación se muestran las proyecciones de población del DMQ.

CUADRO 1- 2

PROYECCION DE LA POBLACION DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO										
AREA	Proyección año y Tasa de Crecimiento									
	2005	tc	2010	tc	2015	tc	2020	tc	2025	tc
TOTAL DISTRITO	2,007,767	2.2	2,231,705	2.1	2,456,938	1.94	2,698,477	1.89	2,965,770	1.91
QUITO URBANO	1,504,991	1.9	1,640,478	1.7	1,777,976	1.6	1,917,995	1.5	2,060,904	1.4
DISPERSO URBANO	10,612	-6.5	7,603	-6.5	5,246	-7.2	3,404	-8.3	2,011	-9.9
SUBURBANO	492,163	3.4	583,625	3.5	673,716	2.91	777,078	2.90	902,856	3.0

Fuente: Ilustre Municipio de Quito.

Según está proyección de población del DMQ, se puede ver como la tasa de crecimiento del área suburbana para cada periodo de tiempo es mayor que la tasa de crecimiento urbana.

El DMQ está conformado por 32 parroquias urbanas y, 33 parroquias suburbanas y rurales. De todas las parroquias, Cumbayá y Tumbaco han sido unas de las parroquias que mayor crecimiento han tenido en los últimos años. Estas parroquias están localizadas en el valle de Tumbaco justo al oriente del centro de la ciudad de Quito. Están comunicadas con la ciudad por medio de algunas vías, la más importante es la vía Interoceánica, que sale de Quito cruza todo el valle de Tumbaco y luego comunica las parroquias de Pifo y Puenbo para luego dirigirse al oriente ecuatoriano. El valle de Tumbaco se ha convertido en una de las zonas de mayor plusvalía de todo el Distrito Metropolitano de Quito. Los precios de muchos terrenos en Cumbayá y Tumbaco superan fácilmente los 100 dólares por metro cuadrado. Esto se debe en gran parte a que esta zona se ha convertido en una zona residencial de la clase económica alta y media alta de Quito. Esta zona tiene muchos aspectos que la hacen atractiva para vivir, entre ellos podemos mencionar al clima, que es

muy agradable y benigno; la tranquilidad ya que es una zona de baja delincuencia. Ubicado a una altura de 2400 metros aproximadamente, tiene un clima templado cálido y seco ideal para conservar una buena salud. Esta zona se encuentra relativamente cercana al Centro del Quito urbano, y es bastante segura por la poca delincuencia que tiene en comparación a la Ciudad. Actualmente la zona cuenta con casi todas las facilidades que ofrece la ciudad, como centros comerciales, supermercados, hospitales, clínicas, universidades, colegios, bancos, etc. Además, muchas dependencias del sector público tienen sucursales en la zona. Todo esto brinda facilidades a los habitantes, permitiéndoles llevar una vida cómoda.

Uno de los limitantes para el desarrollo del Valle de Tumbaco es la ahora deficiente comunicación vial con Quito urbano. Cuando se construyó la vía Interoceánica probablemente pocos se imaginaron el crecimiento demográfico que iba a tener el valle de Tumbaco. Hoy las vías que lo comunican con Quito son insuficientes para la gran cantidad de tráfico que diariamente sube a Quito y regresa de éste. Pero esto es un problema que pronto será solucionado. Pronto se iniciará la construcción de la Ruta Sur al nuevo aeropuerto de Quito.

El nuevo aeropuerto de Quito está siendo terminado de construir en la zona de Tababela, que está muy cerca de las parroquias de Tumbaco y Puembo. Para comunicar el nuevo aeropuerto de Quito se va a construir tres vías. La primera vía que se construirá es la Ruta Sur; que no solamente tiene como propósito comunicar el nuevo aeropuerto sino también la zona del Valle de Tumbaco incluyendo a las parroquias Pifo, Puembo, y zonas aledañas al aeropuerto. En la figura (1-4) se aprecia el recorrido de la Ruta Sur al nuevo aeropuerto; la cual, nace en la avenida Simon Bolívar pasa entre Cumbayá y Lumbisí, cruza el sector de la Primavera, pasa por Tumbaco, cruza el río Chiche y se dirige a Tababela pasando entre Puembo y Pifo. Finalmente se conecta con el corredor Alpachaca que es la vía que ingresa al nuevo aeropuerto. La Ruta Sur va a ser una autopista rápida

de más de 3 carriles por sentido la cual remediará los problemas de tráfico existentes en la actualidad para comunicar el Valle de Tumbaco con Quito.

La Ruta Sur al aeropuerto no solamente remediará los problemas de tránsito; si no además, impulsará a la zona a un desarrollo mucho mayor que el actual. Los tiempos de viaje entre el Valle y Quito disminuirán drásticamente con la nueva vía y por lo tanto, la zona de Tumbaco se hará mucho más atractiva para vivir; la plusvalía aumentará y el número de habitantes también. No solamente la Ruta Sur acelerará el desarrollo de la zona, sino también, el mismo aeropuerto atraerá desarrollo a toda la zona; pero sobre todo, a las localidades más cercanas a éste como son: Puembo, Tababela, Yaruquí y Checa. La demanda de terrenos residenciales aumentará aún más en la zona y el ritmo de crecimiento demográfico también se incrementará.

En los cuadros (1-3) y (1-4) podemos observar el incremento y la proyección del incremento poblacional de la Zona de Tumbaco y de la zona del nuevo aeropuerto. Podemos observar las altas tasas de crecimiento poblacional que se pronosticaron para los siguientes años en las dos zonas. Centrándonos únicamente en el tasa de crecimiento poblacional entre los años 2010 y 2015, podemos observar que, la tasa de crecimiento durante ese periodo en la zona del Aeropuerto es del 6,4%; y es la mayor de todo el Distrito Metropolitano de Quito. En segundo lugar para el mismo periodo está la tasa de crecimiento de la Zona de Calderón que es del 3,9%. Luego de estas dos zonas, la zona de Tumbaco es la que sigue en cuanto al crecimiento poblacional con una tasa del 3,1%. Esto refleja lo ya mencionado anteriormente que el valle de Tumbaco incluido la zona del nuevo aeropuerto es un polo de desarrollo dinámico y vibrante.

CUADRO 1- 3

PROYECCION DE LA POBLACION DE LA ADMINISTRACION ZONAL DE TUMBACO														
PARROQUIAS	Proyección año y Tasa de Crecimiento(tc)													
	1990	2001	tc	Increme nto%	2005	tc	2010	tc	2015	tc	2020	tc	2025	tc
TOTAL ADMINISTRACION	34,28	59,58	5.2	74	68,78	3.7	80,28	3.1	91,78	2.7	103,28	2.4	114,78	2.1
CUMBAYA	12,38	21,08	5.0	70	24,14	3.5	27,89	2.9	31,53	2.5	35,066	2.1	38,487	1.9
TUMBACO	21,9	38,5	5.3	76	44,63	3.8	52,39	3.3	60,25	2.8	68,21	2.5	76,289	2.3

Fuente : Ilustre Municipio de Quito

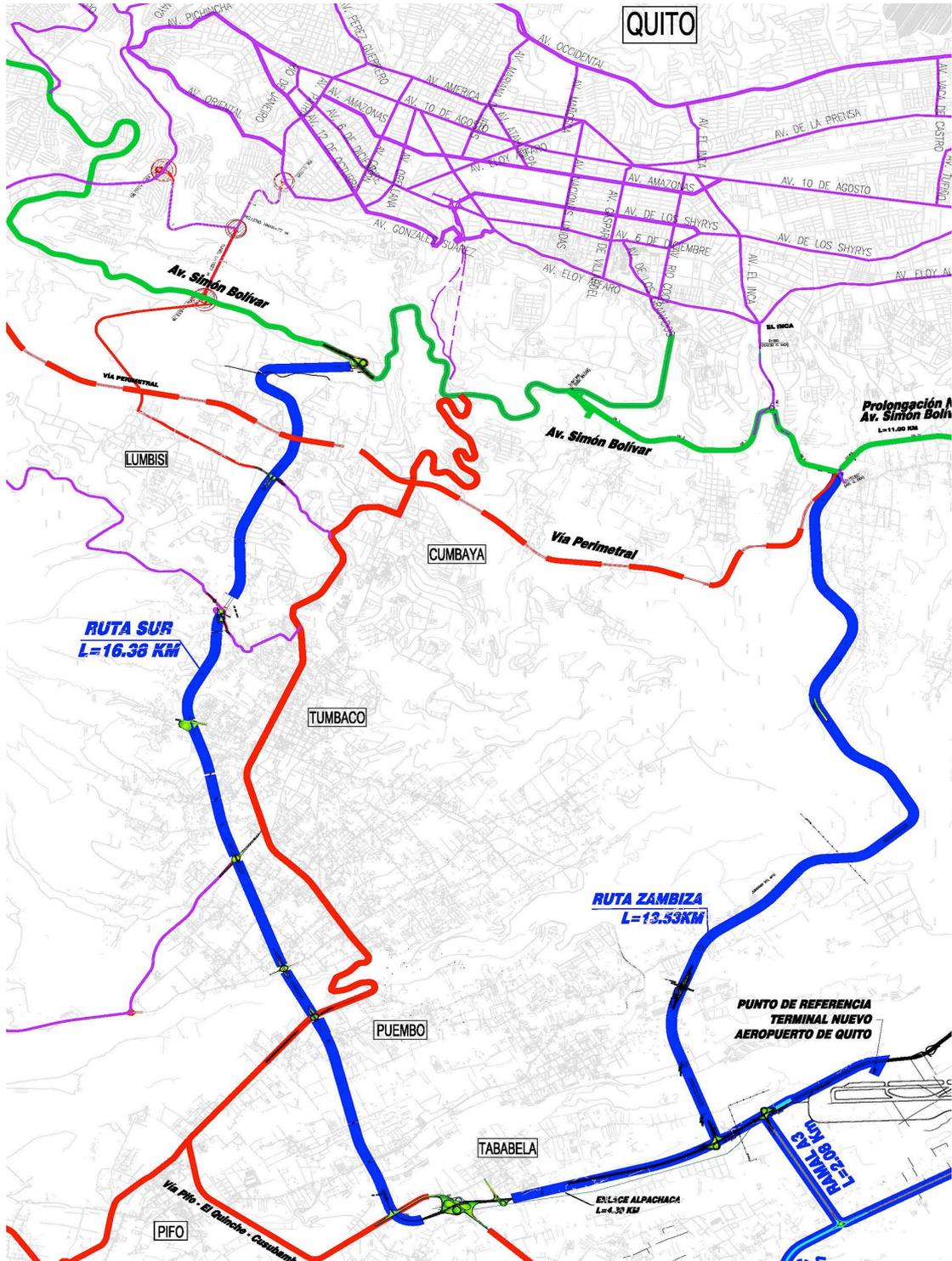
CUADRO 1- 4

PROYECCION POBLACIONAL DE LA ADMINISTRACION ZONAL AEROPUERTO									
PARROQUIAS	Proyección año y Tasa de Crecimiento								
	2005[1]	2010	tc	2015	tc	2020	tc	2025	tc
TOTAL ADMINISTRACION	83,134	113,197	6.4%	143,9	4.9%	190,397	5.8%	262,198	6.6%
PUEMBO	12,7	15,256	3.7%	19,394	4.9%	25,66	5.8%	35,337	6.6%
PIFO	13,683	17,731	5.3%	22,54	4.9%	29,823	5.8%	41,07	6.6%
TABABELA	2,317	6,08	21.3%	7,729	4.9%	10,227	5.8%	14,084	6.6%
YARUQUI	16,144	21,044	5.4%	26,751	4.9%	35,395	5.8%	48,743	6.6%
CHECA	8,731	11,651	5.9%	14,811	4.9%	19,597	5.8%	26,987	6.6%
EL QUINCHE	15,284	22,823	8.3%	29,014	4.9%	38,389	5.8%	52,866	6.6%
GUAYLLABAMBA	14,275	18,612	5.4%	23,66	4.9%	31,305	5.8%	43,111	6.6%

Fuente : Ilustre Municipio de Quito

Debido a todo lo mencionado anteriormente es que ha nacido la idea de habilitar las tierras de la actual hacienda El Carmen como tierras residenciales; y en ellas construir una urbanización privada de primera clase. La hacienda El Carmen se encuentra entre las parroquias de Tumbaco , Puembo y Pifo. Y son tierras completamente deshabitadas las cuales en parte se usan para fines agrícolas. Estos terrenos están separados de Tumbaco, Puembo y Pifo por ríos; los cuales han cavado profundas quebradas en el terreno.

FIGURA 1- 4 (RUTAS AL NUEVO AEROPUERTO DE QUITO)

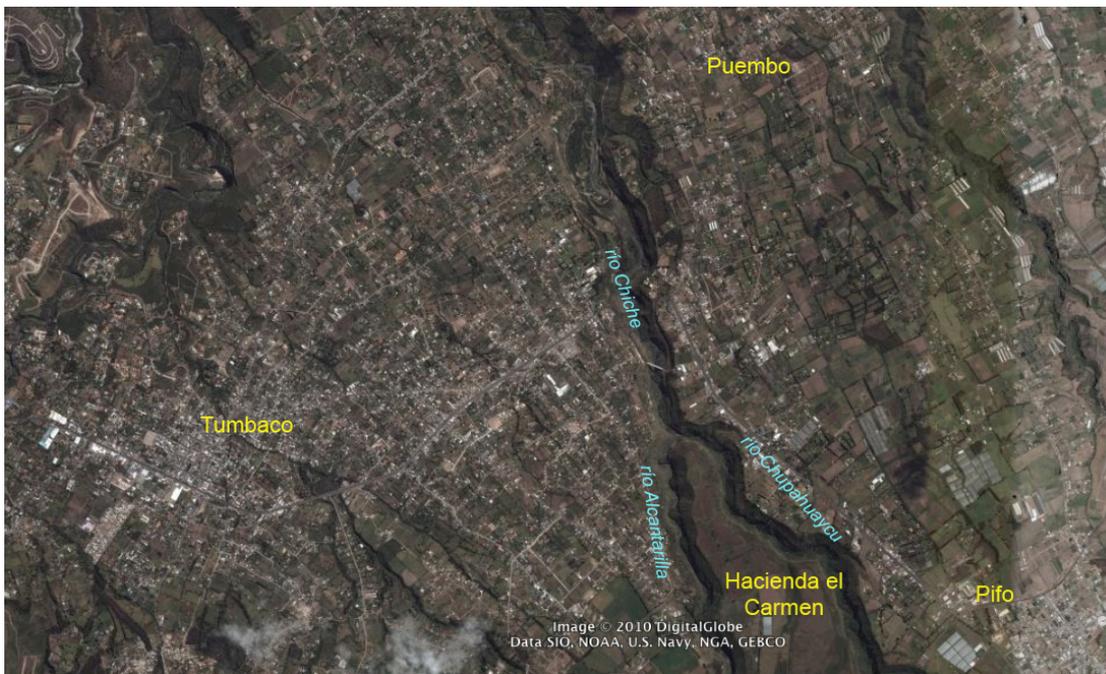


Fuente : Ilustre Municipio de Quito

1.2. Ubicación y Características Especiales de los Terrenos de “El Carmen”.

La hacienda El Carmen se encuentra dentro del Distrito Metropolitano de Quito entre las parroquias de Tumbaco, Puembo y Pifo. Está separada de estas parroquias por dos ríos que corren por quebradas profundas. Los límites de la hacienda son por el Norte el río Chiche, por el Sur la hacienda La Gloria, por el Este el río Chupahuaycu que lo separa del sector de Pifo y Puembo, y por el Oeste el río Alcantarilla que lo separa del sector de Tumbaco. Los ríos Alcantarilla y Chupahuaycu se unen precisamente en el extremo norte de la hacienda, formando el río Chiche. (figura 1-5)

FIGURA 1- 5



Fuente: Google Earth

Como se puede observar en la figura (1-5), los terrenos que están rodeando la hacienda al otro lado de las quebradas están bastante poblados, mientras que la hacienda está completamente despoblada. Este comportamiento atípico es debido a que no existe una comunicación directa con las zonas en pleno desarrollo urbano adyacentes, por las quebradas que rodean a la hacienda.

Como ya se mencionó los terrenos de la hacienda El Carmen colindan prácticamente con las tierras de una de las zonas de mayor desarrollo urbanístico de todo el Distrito Metropolitano de Quito. Terrenos de gran plusvalía rodean a El Carmen separados solamente por un poco más de 200 metros en línea recta. En la zona de Tumbaco abundan las urbanización, tanto cerradas como abiertas, muchas de ellas son de primera clase.

Las personas, dentro de sus posibilidades, buscan seguridad, comodidad, cercanía, estatus o exclusividad cuando de elegir un lugar para vivir se trata. Eso es lo que ofrecen muchas de las urbanizaciones cerradas que tanto éxito han tenido en los últimos tiempos. También esto ofrece el Proyecto Urbanización “El Carmen” que pretende construirse en los terrenos actuales de la hacienda con el mismo nombre. Las características geográficas, topográficas y de ubicación de los terrenos favorecen la construcción de una urbanización de primera clase, cerrada, segura, cómoda, cercana y exclusiva.

La futura urbanización “El Carmen” está cerrada de manera natural en tres de sus cuatro lados por ríos y quebradas escarpadas de más de 100 metros de profundidad. Esta es una barrera natural mejor que cualquier muro o pared que se pueda construir, y además no da la sensación de encontrarse encerrado como sucede con los cerramientos artificiales. De construirse un acceso directo desde Tumbaco solamente existiría esa entrada hacia la

urbanización; la cual sería bien vigilada para brindar una mayor seguridad a los futuros habitantes.

La urbanización “El Carmen” , en una primera etapa, estaría construida en un área de 58 hectáreas, donde habría alrededor de 360 lotes de aproximadamente 1000 metros cuadrados cada uno. Grandes parques, áreas verdes y áreas comunales se construirán para la comodidad y disfrute de los residentes. (figura 1-6)

FIGURA 1- 6



Fuente: Google Earth

Con la construcción de un acceso directo desde Tumbaco, la urbanización quedaría a apenas unos pocos minutos de Tumbaco y Cumbayá, Parroquias donde se tienen todos los servicios necesarios para los habitantes. En el Valle de Tumbaco existe prácticamente todo lo que existe en la Ciudad de Quito. Como ya se mencionó anteriormente hospitales,

universidades, clínicas, centros comerciales, colegios, escuelas, etc., se encuentran disponibles en la zona. Con las actuales vías y carreteras una persona puede tardarse 30 minutos desde Quito a la urbanización “El Carmen”. Pero con la construcción de la Ruta Sur que estará lista en unos pocos años, el tiempo de viaje se puede reducir a la mitad, ya que la Ruta Sur pasará a apenas 200 metros en línea recta de los terrenos del Proyecto Urbanístico.

La exclusividad es una de las ventajas que ofrece la urbanización. Para conseguir exclusividad, es de gran ayuda su geografía que la hace estar completamente separada de todo lo demás que la rodea. Solamente personas que tengan que ver con la urbanización podrán ingresar a ésta por el acceso directo que se pretende construir. Todas éstas características geográficas, topográficas y de ubicación, hacen del lugar un sitio ideal para construir una urbanización de las características descritas.

1.3. Problema de Accesibilidad

La razón por la cual las tierras de la Hacienda El Carmen están tan poco desarrolladas urbanísticamente estando prácticamente colindando con un polo de desarrollo tan dinámico como el valle de Tumbaco; es debido a que no existe un acceso directo desde Tumbaco. Las quebradas que rodean a “El Carmen” son muy profundas de más de 100 metros, y su topografía es por demás escarpada. Las pendientes de las laderas de las quebradas son comúnmente mayores a 45 grados. Esta es una buena razón por la cual este acceso no se ha construido.

El actual acceso a dichos terrenos es por el sector de Pifo; tomado la carretera que une Pifo con el valle de los Chillos, se desvía por un pueblo llamado Itulcachi; para luego

ingresar a los terrenos de la hacienda La Gloria primero y de la hacienda El Carmen después. Es una vuelta bastante grande; desde el centro del pueblo de Tumbaco son 26 Km. hasta la hacienda El Carmen. Siendo desde el centro de Tumbaco apenas 13 Kilómetros hasta la plaza Argentina a la salida del túnel Guayasamín en Quito. (figura 1-7). Es decir, en total, por la vía más cercana, son 39 Km. de recorrido hasta Quito

FIGURA 1- 7



Fuente: Google Earth

Esta distancia de 39 Km. puede ser recorrida en un tiempo de más o menos una hora dependiendo del tráfico. Este tiempo de recorrido hasta Quito es demasiado largo para que a la mayoría de gente le interese vivir en la urbanización “El Carmen”. Para que este proyecto habitacional tenga éxito es necesario, de alguna manera, acortar el tiempo de viaje desde Quito.

Existe una vía que está deshabilitada ya más de 10 años que comunicaba Tumbaco con las tierras de El Carmen. Este camino sale desde la vía antigua que comunica a Tumbaco con la Parroquia la Merced recorriendo las laderas del cerro Ilalo. Esta vía cruza el río Alcantarilla unos Kilómetros más al sur de la Hacienda El Carmen donde la topografía se hace más accesible para el diseño vial, y donde se puede cruzar el río con un puente relativamente corto (figura 1-7). Este camino está deshabilitado debido a que, un poco más allá del puente, por una distancia considerable, se perdió la mesa del camino. Sin embargo, aún así la distancia por esta vía desde el centro del pueblo de Tumbaco a El Carmen es de 16 Km., que es una distancia considerable.

Como ya se mencionó para que el Proyecto Urbanización “El Carmen” sea viable es necesario mejorar su accesibilidad. El acceso debe ser rápido, cómodo y seguro desde Tumbaco y desde Quito para que las personas estén interesadas en vivir en la urbanización. En el valle de Tumbaco se encuentran muchos de los bienes y servicios que se necesitan en la vida cotidiana y en Quito están generalmente los lugares de trabajo además del resto de bienes y servicios que no se encuentran en el valle.

1.4. Solución al problema de accesibilidad.

1.4.1. Construcción de vía y puente de acceso.

La solución más obvia para permitir un acceso rápido desde Tumbaco y Quito es la construcción de una vía y un puente que cruce el río Alcantarilla que lo separa de la zona de Tumbaco. Con la construcción de este acceso se lograrían dos objetivos: el primero y

más obvio, es una entrada rápida a la urbanización; y el segundo, es que con este puente y carretera, “El Carmen” quedaría integrada a la Zona de Tumbaco, como consecuencia los precios antes económicos de los terrenos se dispararían a los precios que tiene las urbanizaciones de Tumbaco. Esto permitirá que el proyecto sea económicamente viable y rentable.

Con la construcción de este acceso rápido el tiempo de Viaje desde Tumbaco y Quito se reduciría drásticamente haciendo de la futura urbanización un lugar muy atractivo para vivir. Mas aún, con la construcción de la autopista Ruta Sur al nuevo aeropuerto de Quito, que pasará a apenas 200 metros en línea recta de las tierras de la futura urbanización, el tiempo de viaje a Quito y a otros lugares se reduciría aún más.

1.4.2. Criterios para la construcción de la vía y puente de acceso.

El acceso que se planea construir debe cumplir con ciertos criterios que requiere un acceso a una urbanización de las características de “El Carmen”. “El Carmen” es una urbanización dirigida para personas y familias de clase económica alta. Brinda seguridad, cercanía, comodidad, exclusividad, de primer nivel. Por lo tanto la vía de acceso debe estar acorde a la urbanización a la que sirve.

La vía no debe ser muy larga para que el tiempo de viaje a la urbanización no se prolongue mucho. Para que la vía no sea muy larga es necesario que esta no baje mucho por las laderas del cañón, lo cual exigirá que el puente de cruce del río sea de una longitud considerable. El tiempo de viaje no solo depende de la longitud del camino sino de la velocidad de viaje del vehículo; por lo cual, es importante que ,dentro de lo conveniente, la velocidad de diseño de la vía sea la mayor posible.

La carretera para que sea segura y cómoda deberá ser de dos carriles, al igual que el puente. Las curvas tienen que ser lo más abiertas posibles con una distancia de visibilidad adecuada. Es necesario que se cumplan las normativas de diseño vial de Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Deberá tener toda la señalización vertical y horizontal necesaria. La vía tiene que ser de fácil circulación. Todos estos aspectos son muy importantes para dar al conductor la sensación de seguridad al circular por la vía. De esta manera, el conductor se sentirá tranquilo, sereno y confiado al circular por la vía y puente de acceso. Así el acceso no será un punto en contra, sino, más bien a favor, para vivir en la urbanización “El Carmen.”

Además de estos aspectos de seguridad, rapidez, comodidad, también es importante examinar los aspectos técnicos y económicos del acceso a El Carmen. En cuanto a los aspectos técnicos la parte más crítica es la ubicación del puente, ya que la topografía no es nada amigable para la construcción de un puente de menos de 50 metros de largo. A medida que uno baja al interior del cañón las paredes del mismo se van haciendo más y más inclinadas hasta terminar en pendientes casi verticales. Debido a esto es muy difícil y costoso acceder con un camino y cimentar un puente en las partes inferiores del cañón excavado por el río. A medida que subimos por las laderas del cañón, en general, parece menos complicado y costoso construir una vía y cimentar un puente; pero, en este caso, el puente va a resultar más largo y costoso.

En cuanto al aspecto económico lo más costoso en este tipo de accesos es el puente ya que la vía no es muy larga. Pero, en este caso, el movimiento de tierras debido a la topografía puede ser tan grande que supere el costo del puente. Por lo tanto hay que llegar a un equilibrio; mientras más baja la vía por las laderas del Cañón esta va a ser más costosa, sobre todo, porque en lo profundo las laderas son más verticales; pero, sin embargo, esto permitiría tener un puente más corto y económico. Si la vía baja menos por

las laderas del cañón del río, esta será más corta y económica, mientras que , el puente será más largo y costoso.

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. Topografía y Características Físicas del Relieve

Para el trazado y diseño de caminos la topografía del terreno es un aspecto determinante. Gran parte del diseño vial está en función de la topografía del terreno donde se diseñe el proyecto. La topografía del terreno puede ser de tres tipos básicos: Llano, Ondulado y Montañoso. En cuanto al terreno montañoso este se divide a su vez en montañoso suave y montañoso escarpado.

Un terreno es llano cuando en el trazado del camino no gobiernan las pendientes del terreno. Es de topografía ondulada cuando las pendientes influyen en el trazado del camino pero no son determinantes. Y por último un terreno es de topografía montañoso cuando las pendientes son las que gobiernan el trazado de la vía. Es un terreno montañoso de carácter suave cuando las pendientes son menores o iguales al 50%; siendo el terreno de carácter escarpado cuando las pendientes son mayores a dicho valor.

La influencia del factor topográfico en los costos de construcción es preponderante, ya que influye tanto en la alineación horizontal y vertical. Las curvas y alineaciones verticales y horizontales se acomodan de cierta manera a las condiciones del terreno para reducir los cortes y los rellenos dentro de lo posible. De la misma manera las secciones transversales en gran parte están en función de la topografía del lugar. Si la topografía del terreno es montañoso suave favorece al diseño y construcción de la vía en cuanto al movimiento de tierras; ya que éste, en general, será menor que si la topografía es montañoso escarpada; donde, la cantidad de cortes y rellenos aumentarán significativamente haciendo a la vía mucho más costosa. Cuando las pendientes del terreno superan el 100% ahí se vuelve crítico el movimiento de tierras y es importante reducirlo en

lo posible, disminuyendo el ancho de la sección típica normal de la carretera. En el caso de terrenos planos, para evitar inundaciones se construye una plataforma con material de préstamo, sobre la cual ira la carretera. Esto también influye decisivamente en el costo de la vía ya que el transporte del material de préstamo, generalmente, es un rubro importante en la obra.

La elección del tipo de carretera y del lugar donde se asentará esta, está en función de las características Topográficas, Geológicas e Hidrológicas de la zona, y de los datos de tránsito. El proyectista debe dibujar esquemáticamente las diferentes posibles rutas sobre cartas topográficas; las cuales, se las puede obtener en el instituto geográfico militar (I.G.M.) en diferentes escalas.

Por medió del estudio de estas cartas topográficas y geológicas llegamos conocer las características del lugar donde se pretende construir la carretera. Identificamos los lugares de paso obligado de las rutas, ya sean estos pueblos, cruces de ríos, quebradas, cruces con otras vías, los puntos más altos y bajos por donde pasará la vía. Es importante identificar la altura o cota de los puntos obligados de paso, para así determinar la pendiente que regirá al trazado de la vía en los diferentes tramos. Con esa información procedemos a trazar las diferentes alternativas de la carretera.

2.1.1. Reconocimientos-

Una vez que se haya determinado las posibles alternativas de la ruta a diseñarse, se procederá al reconocimiento del lugar por donde pasan dichas rutas. Estos reconocimientos pueden ser: aéreos, terrestres o combinados. Es muy importante realizarlos; ya que, con las cartas topográficas y geológicas solo es posible ver ciertas características generales del lugar del proyecto; mientras que con el reconocimiento, se

puede identificar ciertos detalles de la geografía y geología que se escapan en el estudio de las cartas. Muchas veces las cartas del IGM tiene errores, sobre todo en los detalles pequeños, por lo que es importante hacer el reconocimiento del lugar para tener una idea más clara de la realidad y de las alternativas del trazado vial.

En el caso del presente proyecto, los reconocimientos aéreos por cuestiones económicas, son impracticables; a demás no son necesarios por que la longitud de la vía relativamente pequeña. Fotografías aéreas o satelitales pueden reemplazar con facilidad a los reconocimientos aéreos. Los reconocimientos se realizarán por tierra, y a pie, para analizar las posibles rutas de la carretera de acceso.

2.2. Tráfico

El diseño geométrico de una carretera, como ya mencionamos anteriormente, depende en gran parte del tráfico que vaya a circular sobre ella. Por lo tanto, es necesario determinar el tráfico que va ha transitar por la vía, el momento en que el proyecto se terminé y también el tráfico futuro que se desplazará por ella en un tiempo determinado. Generalmente este tipo de proyectos son hechos para que tengan una duración no menor a 20 años.

En general diremos que cuando se realizan ampliaciones en una vía, es indispensable conocer el tráfico que circula por ella, para luego sumarlo al tráfico que aumentará cuando la ampliación esté terminada. Con esto, se tendrá el tráfico cuando el proyecto se termine; y mediante ese dato, se pronosticará el tráfico que tendrá la carretera al final de su vida útil. Con ese dato se procede a diseñar la ampliación.

2.2.1. Tráfico Promedio Diario Anual.-

Una de las unidades de medida de tráfico para el diseño de carreteras es el Tráfico Promedio Diario Anual (T.P.D.A.). El T.P.D.A. es la cantidad total de vehículos que pasan por un punto de una carretera en un año, dividida para 365 días que tiene el año.

Para el cálculo del T.P.D.A. se deben considerar los siguientes aspectos:

- En vías de un solo sentido de circulación el tráfico será contado en ese sentido.
- En vías de doble sentido de circulación, el tráfico será contado en ambos sentidos.
- En el caso de autopistas por lo general el tráfico será contado en los dos sentidos de circulación.

Para conocer el T.P.D.A. es necesario realizar conteos vehiculares que nos permitan conocer el tráfico existente. Existen 2 tipos de conteos: el conteo manual y el conteo automático. El conteo manual es irremplazable y nos proporcionan información a cerca de la composición del tráfico. Los conteos automáticos nos permiten conocer el volumen total de tráfico y siempre deben ir acompañados de conteos manuales para conocer la composición del tráfico.

Para determinar el T.P.D.A. de una carretera operativa, lo ideal sería disponer de una estación de conteo permanente para así conocer las variaciones diarias, semanales y estacionales del tráfico. Adicionalmente sería importante disponer de registros del incremento de tráfico a través de los años para así poder pronosticar el incremento que tendrá en el futuro. Como no es práctico ni económico disponer de estaciones de conteo las 24 horas del día los 365 días del año; entonces se puede estimar el T.P.D.A. semanal, efectuando conteos las 24 horas del día por lo menos 3 días a la semana, incluidos sábado.

Dentro de lo posible las muestras que se recojan deberán corresponder a los meses y semanas más representativos del año, para que sean considerados las variaciones estacionales máximas y mínimas dentro del año. Los datos recogidos son procesados con el objetivo de conocer la relación existente entre el tránsito de los días dentro de la semana con los fines de semana para luego realizar los ajustes respectivos para obtener el T.P.D.A. semanal. Finalmente se puede ajustar el T.P.D.A. semanal en base a factores semanales y mensuales obtenidos de estaciones de conteo permanentes, de peajes o por medio de otros patrones como el consumo de gasolina, etc.

Con estos factores podemos utilizar el conteo realizado durante unos días u horas para hallar el T.P.D.A.

2.2.2. Factores de Tráfico.-

Para llegar a obtener el T.P.D.A. a partir de una muestra, existen cuatro factores de variación que son los siguientes:

Factor Horario (FH): nos permite transformar el volumen de tráfico que se haya registrado en un determinado número de horas a Volumen Diario Promedio.

Factor Diario (FD) : transforma el volumen de tráfico diario promedio en Volumen Semanal Promedio.

Factor Semanal (FS): transforma el volumen semanal promedio de tráfico en Volumen Mensual Promedio.

Factor Mensual (FM). transforma el volumen mensual promedio de tráfico en Trafico Promedio Diario Anual (T.P.D.A.)

$$TPDA = T0 \times FH \times FD \times FS \times FM$$

Fórmula 2 - 1

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

Donde:

T0 = tráfico observado.

2.2.3. Tráfico Futuro.-

Luego de obtener el dato de tráfico actual existente, procedemos a pronosticar el tráfico futuro. El pronóstico se lo hace para el tiempo de duración del proyecto que generalmente es de 15 a 20 años.

Obtenemos a la final el T.P.D.A. que habrá en el futuro. Este dato se lo utiliza para determinar que clase de carretera se diseñará.

En caso de no contar con la información estadísticas del aumento de tráfico a través del tiempo, las proyecciones se harán en base a la tasa de crecimiento poblacional o la tasa aumento del consumo de combustible.

$$Tf = Ta(1+i)^n$$

Fórmula 2 - 2

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

Donde:

Tf = Tráfico futuro o proyectado.

Ta = Tráfico actual.

i = Tasa de crecimiento del tráfico (en caso de no contar con datos, utilizar $i = 8\%$)

n = Número de años de la vida útil del proyecto.

Este método para calcular el tráfico futuro se utiliza en la mayoría de proyectos en los cuales el tráfico va a seguir creciendo indefinidamente a medida que el tiempo pase y que la zona, el sector, el país vaya desarrollándose. Este no es el caso de la vía de acceso a la urbanización “El Carmen”; ya que, el tráfico aumentará solo hasta que la urbanización esté completamente ocupada. Por esta razón, el tráfico futuro proyectado que nos sirve para el diseño vial es el tráfico que habrá cuando todos los lotes estén habitados.

2.2.4. Clasificación de Carreteras de Acuerdo al Tráfico.-

Para el diseño de caminos y carreteras en el Ecuador el M.T.O.P. recomienda clasificar las vías en función del tráfico futuro pronosticado. (ver cuadro 2-1)

En todos los casos las carreteras deberán ser diseñadas con las características geométricas de la clase a la que estas pertenezcan.

Cuadro 2 - 1

CLASIFICACION DE CARRETERAS EN FUNCION DEL TRAFICO PROYECTADO	
Clase de Carretera	Tráfico Proyectado TPDA *
R-I o R-II	Más de 8.000
I	De 3.000 a 8.000
II	De 1.000 a 3.000
III	De 300 a 1.000
IV	De 100 a 300
V	Menos de 100
* El TPDA indicado es el volumen de tráfico promedio diario anual proyectado a 15 o 20 años. Cuando el pronóstico de tráfico para el año 10 sobrepasa los 7.000 vehículos debe investigarse la posibilidad de construir una autopista. Para la determinación de la capacidad de una carretera, cuando se efectúa el diseño definitivo, debe usarse tráfico en vehículos equivalentes.	

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

2.2.5. Clasificación de Carreteras de Acuerdo a su Función.-

Las carreteras también se clasifican de acuerdo a su función jerárquica. A continuación presentamos un cuadro (cuadro 2 – 2) donde se aprecia la relación entre la función jerárquica y la clasificación de carreteras según el M.T.O.P.

Cuadro 2 - 2

RELACION FUNCION, CLASE M.T.O.P Y TRAFICO		
FUNCION	CLASE DE CARRETERA SEGUN EL M.T.O.P.	T.P.D.A.
CORREDOR ARTERIAL ←	RI-RII (autopistas)	>8000
	I	3000-8000
COLECTORA ←	II	1000-3000
	III	300-1000
VECINAL ←	IV	100-300
	V	<100

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

2.3. Velocidad de Diseño

Es la velocidad máxima a la cual un vehículo puede circular por una vía cuando las condiciones tanto atmosféricas como de tránsito son favorables. Esa velocidad está en función de las condiciones físicas y topográficas del terreno, de la importancia de la vía, de los volúmenes de tráfico y del uso de suelo del sector. Se trata de que esta velocidad sea la máxima posible para brindar una eficiente movilidad, y que a la vez brinde una seguridad aceptable. Con la velocidad de diseño se realizan los cálculos de los elementos geométricos de la carretera.

Es deseable mantener una velocidad de diseño para toda la longitud de una carretera; sin embargo, los cambios de topografía pueden obligarnos a hacer cambios en la velocidad de diseño en determinados tramos de la vía. Cuando esto ocurre el cambio de velocidad de diseño no debe efectuarse repentinamente sino que, se debe dejar una longitud conveniente

para que el vehículo pueda disminuir su velocidad paulatinamente. Además, deberá colocarse con anticipación la señalización vertical y horizontal correspondiente indicando que se debe reducir la velocidad. La diferencia entre velocidades de diseño de dos tramos adyacentes de una carretera no deberá ser mayor a 20 Km./h.

La velocidad de diseño debe seleccionarse para tramos de una longitud no menor a 5 Km. Una vez elegida la velocidad de diseño, todos los elementos y características de la carretera se deben condicionar a ella.

Una vía en terreno plano justifica tener una velocidad de diseño mayor que una vía en terreno montañoso. Una vía que pasa por un lugar despoblado debería tener una mayor velocidad de diseño que una que pase por un pueblo o ciudad. Una vía con un tráfico mayor debería tener una velocidad de diseño mayor que una vía con menos tráfico; estando las dos proyectadas en lugares con topografía similares. Siempre y cuando, lo que se economiza en el movimiento de los vehículos sea mayor al aumento de costos por hacer una vía más rápida, se debe utilizar una velocidad de diseño mayor.

En conclusión la elección de la Velocidad de Diseño deberá hacerse sobre todo considerando los siguientes aspectos:

- La naturaleza del terreno: En general, una carretera en terreno plano deberá tener una mayor velocidad de diseño que una carretera en terreno ondulado o montañoso. También una vía que pasa por un poblado deberá tener una menor velocidad de diseño que otra que pasa por un lugar despoblado.
- La modalidad de los Conductores: Un conductor no ajusta la velocidad de su vehículo a la importancia de la carretera por la cual circula, lo hace en función de las limitaciones que le imponen los elementos de la vía, el tráfico y de sus

necesidades y urgencias personales. Entonces los conductores tienden a viajar a una velocidad instintiva que depende de estos factores; por lo que, es importante estudiar a que velocidad desean viajar la mayoría de conductores para procurar ajustar la velocidad de diseño a los deseos de la mayoría de usuarios de la vía.

- El factor económico: Se debe considerar los costos de operación de los vehículos a velocidades elevadas así como el alto costo de construcción de una vía de alta velocidad.

Todos estos criterios han sido tomados en cuenta por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas para la elaboración del cuadro (2 - 3) de velocidades. Esas son las velocidades que se recomienda utilizar en el diseño de caminos en el País.

Cuadro 2 - 3

VELOCIDADES DE DISEÑO (KM/h)

CATEGORÍA DE LA VÍA	T.P.D.A. ESPERADO	VELOCIDAD DE DISEÑO KM/h											
		BÁSICA						PERMISIBLE EN TRAMOS DIFÍCILES					
		(RELIEVE LLANO)		(RELIEVE ONDULADO)		(RELIEVE MONTAÑOSO)		(RELIEVE LLANO)		(RELIEVE ONDULADO)		(RELIEVE MONTAÑOSO)	
Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal.	Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.	Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal.	Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.	Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal.	Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.	Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal.	Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.	Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal.	Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.	Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal.	Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.		
		Recom	Absoluta	Recom	Absoluta								
R-I o R-II (Tipo)	> 8000	120	110	100	95	110	90	95	85	90	80	90	80
I	3000-8000	110	100	100	90	100	80	90	80	80	60	80	80
II	1000-8000	100	90	90	85	90	80	85	80	70	50	70	50
III	300-1000	90	80	85	80	80	80	80	80	60	40	60	40
IV	TIPO 5, 6E, 6Y, 7	80	60	80	60	60	35	60	35	50	25	50	25
V	4 y 4E	60	50	60	50	50	35	50	35	40	25	40	25

Notas:

- Los valores recomendados se emplearán cuando el T.P.D.A. es cercano al límite superior de la respectiva categoría de vía.
- Los valores absolutos se emplearán cuando el T.P.D.A. es cercano al límite inferior de la respectiva categoría de vía y/o el relieve sea difícil o escarpado.
- La categoría IV incluye además los caminos vecinales tipo 5, 5E, 5 y 7 contenidos en el manual de caminos vecinales "Berger-Prolecvia" 1984 y categoría V son los caminos vecinales 4 y 4E.
- En zonas con perfiles de meterización profundo (estribaciones) requerirán de un diseño especial considerando los aspectos geológicos.
- Para la categoría IV y V en caso de relieve escarpado se podrá reducir la Vd min a 20 Km/h.

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

2.4. Alineamiento Horizontal

El alineamiento horizontal es la proyección del eje del camino sobre el plano del terreno en vista de planta. Los elementos que integran el alineamiento horizontal son las tangentes y las curvas.

Las tangentes representan las rectas de la vía, que como su nombre lo indica son tangentes a las curvas adyacentes a ellas. Para enlazar dos tangentes se utiliza curvas que puede ser circulares o espirales.

La proyección horizontal de la vía depende sobre todo de la topografía, de la geología y de las características hidrológicas de la zona. También es importante considerar las condiciones de drenaje, la ubicación de botaderos y de depósitos de materiales de construcción locales.

2.4.1. Tangentes.-

Las tangentes sobre el plano, en vista de planta, representan las rectas del camino. El punto donde se interceptan la proyección de dos tangentes se conoce como PI (Punto de Intersección); y el ángulo de deflexión que forma la prolongación de la primera tangente con la siguiente adyacente se lo llama ángulo " α " (alfa) .

Para que los cambios bruscos de dirección del camino que se dan en los PI se eliminen, se une las tangentes con curvas. La parte de las tangentes que está entre dos curvas se denomina tangente intermedia. Es más cómodo para los conductores que las tangentes sean largas; sin embargo, es recomendable que estas no sean muy largas pues puede producir somnolencia cuando se fija la mirada puntos fijos del camino durante mucho tiempo. También el tener largas tangentes hace que los vehículos que viajan por la

noche se encandelillen por mayor tiempo. Por estas razones es importante limitar las longitudes de las tangentes intermedias, procurando usar curvas de gran radio o rectas onduladas en lugar largas tangentes intermedias planas.

2.4.2. Curvas Horizontales Circulares.-

Como ya se mencionó anteriormente, existen dos tipos de curvas que el M.T.O.P. ha aprobado para la construcción de caminos y vías en nuestro país: las curvas circulares y las curvas espirales.

La manera más fácil de unir dos tangentes de una vía es por medio de una curva de arco circular. Las curvas circulares son simplemente arcos de círculo que unen dos alineaciones y que a la vez son tangentes a éstas.

Uno de los elementos importantes de una curva circular es el grado de curvatura que se lo representa con el símbolo “G_c”. El grado de curvatura es el ángulo formado por un arco de 20 metros de largo. Su valor máximo es el que permite recorrer, a la velocidad de diseño, con seguridad el tramo de curva utilizando el peralte máximo. Su fórmula es:

$$\frac{G_c}{20} = \frac{360}{2\pi R} \Rightarrow G_c = \frac{1145,92}{R}$$

Fórmula 2 - 3

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

Otro elemento importante es el radio de curvatura, el cual es el radio de la curva circular y se identifica con la letra “R”. Su fórmula en grados es :

$$R = \frac{1145,92}{G_c}$$

Fórmula 2 - 4

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

2.4.2.1. Radio Mínimo de Curvatura Horizontal.-

El radio mínimo de curvatura es el radio mínimo que posibilita un recorrido seguro de un vehículo a la velocidad de diseño. Este radio está en función del máximo peralte “e” que se puede dar a la vía y también depende del coeficiente lateral de fricción de capa de rodadura “f”. Si el radio es menor al radio mínimo se deberían colocar peraltes demasiados inclinados los cuales podrían ocasionar accidentes en vehículos que viajan a bajas velocidades. El radio mínimo seguro de curvatura se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$R = \frac{V^2}{127(e + f)}$$

Fórmula 2 - 5

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

Donde:

R = Radio mínimo de una curva horizontal, m.

V = Velocidad de diseño, Km/h.

f = Coeficiente de fricción lateral.

e = Peralte de la curva, m/m (metro por metro ancho de la calzada).

Es importante señalar ciertas situaciones donde probablemente el uso de los radios mínimos sea conveniente. Los sectores donde la topografía del terreno es montañosa escarpada, en la aproximación a los cruces de accidentes naturales como cañones de ríos o quebradas, en las vías urbanas y en las intersecciones entre caminos.

En el siguiente cuadro (cuadro 2 - 4) se indican los valores mínimos recomendados para el radio de curvatura de las curvas horizontales.

Cuadro 2 - 4

RADIOS MÍNIMOS DE CURVAS EN FUNCIÓN DEL PERALTE "e" y DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN LATERAL "f"

Velocidad de Diseño km/h	"f" máximo	RADIO MÍNIMO CALCULADO				RADIO MÍNIMO RECOMENDADO			
		e=0.10	e=0.08	e=0.06	e=0.04	e=0.10	e=0.08	e=0.06	e=0.04
20	0.350		7.32	7.68	8.08		18	20	20
25	0.315		12.48	13.12	13.88		20	25	25
30	0.284		19.47	20.80	21.87		25	30	30
35	0.256		28.79	30.82	32.70		30	35	35
40	0.221		41.88	44.83	48.27		42	45	50
45	0.208		55.75	59.94	64.82		55	60	65
50	0.190		72.91	78.74	85.60		75	80	90
60	0.166	105.97	118.70	126.98	138.28	110	120	130	140
70	0.160	164.53	187.76	193.73	203.07	180	170	185	205
80	0.140	209.97	229.08	251.97	279.97	210	230	255	280
90	0.134	272.55	298.04	328.76	366.55	275	300	330	370
100	0.130	342.35	374.95	414.42	463.18	350	375	415	465
110	0.124	425.34	467.04	517.80	580.95	430	470	520	585
120	0.120	615.39	668.93	829.92	708.86	620	670	830	710

Nota: Se podrá utilizar un radio mínimo de 15m. siempre y cuando se trate de:
 - Aprovechar infraestructuras existentes.
 - Relieve difícil (escarpado).
 - Caminos de bajo costo.

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

2.4.2.2. Elementos de la Curva Horizontal Circular.-

M - Ordenada media

C - Cuerda

CL - Cuerda larga

l - Longitud de un arco

lc - Longitud de la curva circular

Ángulo central.- Es el ángulo formado por la curva circular y se simboliza con la letra griega “ α ” (*alfa*). En las curvas circulares es igual al ángulo de deflexión de las tangentes.

Longitud de la curva.- Es la longitud de la curva circular, es decir desde el PC (Punto de inicio de la curva) al PT (Punto de término de la curva). Se lo simboliza con “lc” y se lo calcula con la siguiente fórmula:

$$\frac{L_c}{2\pi R} = \frac{\alpha}{360} \Rightarrow l_c = \frac{\pi R \alpha}{180}$$

Fórmula 2 - 6

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

Cuando el ángulo de deflexión “ α ” es muy pequeño habrá que asumir valores de radios mayores que el radio mínimo para satisfacer las longitudes requeridas para que la transición de peralte se realice paulatinamente.

Tangente de la curva.- Es la distancia recta desde el PC (Punto de inicio de la curva) o desde el PT (Punto de término de la curva) al PI (punto de Intersección de las tangentes). Se representa con la letra “T” y se lo calcula con la siguiente fórmula:

$$T = R * \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

Fórmula 2 - 7

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

External.- Es la distancia mínima entre el PI (punto de Intersección de las tangentes) y la curva circular; se lo representa con la letra “E”. Su fórmula de cálculo es la siguiente:

$$E = R \left(\sec \frac{\alpha}{2} - 1 \right)$$

Fórmula 2 - 8

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

Ordenada Media ó Foco.- Es la distancia de la flecha desde el punto medio de la curva circular, y se lo representa con la letra “M” o “F”. Su fórmula de cálculo es la siguiente:

$$F = M = R - R \cos \frac{\alpha}{2}$$

Fórmula 2 - 9

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

Deflexión en un punto cualquiera de la curva.- Es el ángulo entre la tangente de la curva que pasa por el PC (Punto de inicio de la curva) y la tangente de la curva en cualquier punto elegido. Se lo representa con la letra “θ” y su fórmula es:

$$\theta = \frac{G_c * l}{20}$$

Fórmula 2 - 10

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

Cuerda.- Es la recta comprendida entre dos puntos cualesquiera de la curva. Se lo representa con la letra “C” y su fórmula de cálculo es:

$$C = 2 * R * \text{sen} \frac{\theta}{2}$$

Fórmula 2 - 11

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

Si los dos puntos de la cuerda son el PC (Punto de inicio de la curva) y el PT (Punto de término de la curva), la cuerda se llama cuerda larga y se la representa con las letras “CL”. Su fórmula de cálculo es:

$$CL = 2 * R * \text{sen} \frac{\alpha}{2}$$

Fórmula 2 - 12

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

Ángulo de la cuerda.- Es el ángulo que forma la tangente de la curva y la cuerda en cualquier punto de la misma. Se lo representa con la letra “Ø” y su fórmula de cálculo es:

$$\phi = \frac{\theta}{2}$$

Fórmula 2 - 13

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P

2.4.3. Curva Horizontal Espiral .-

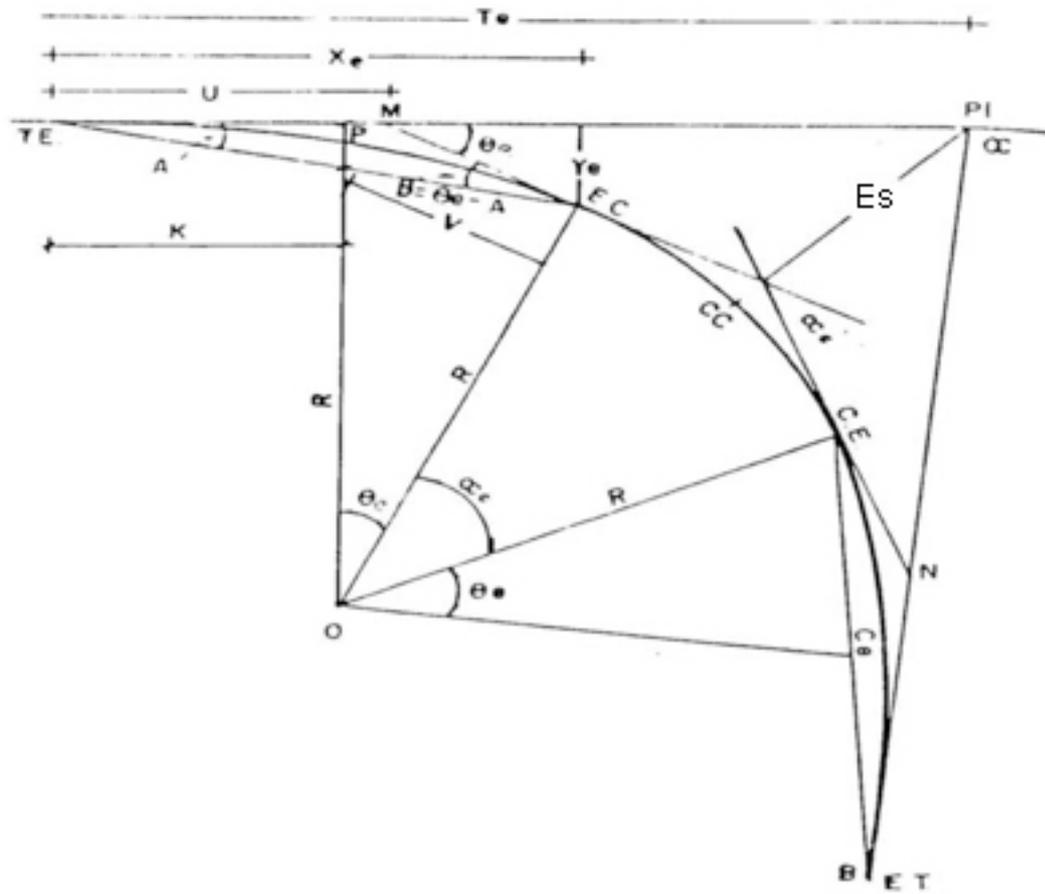
Otra de las curvas que el M.T.O.P. ha aceptado para los diseños de proyectos horizontales es una curva de transición llamada Curva Horizontal Espiral. Al pasar de una alineación recta a una circular aparece bruscamente el efecto de la fuerza centrífuga que tiende a desviar el vehículo de la trayectoria normal que debe recorrer. Este hecho representa una incomodidad y un peligro; en realidad lo que ocurre es que el conductor para evitar lo indicado no sigue el trazo que corresponde a su línea de circulación, sino otra distinta (corta la curva). Maniobra en la cual pasa de modo paulatino y progresivo del radio infinito de la alineación de la recta, al radio finito de la curva circular. La mancha de aceite que se observa en las curvas de los caminos marca la trayectoria que siguen los vehículos, pero al salir de su línea de circulación aparece el peligro del choque o colisión del vehículo con otro vehículo que esta circulando en dirección contraria.

El problema puede resolverse pasando de la alineación recta a la trayectoria de la curva circular por medio de una curva de transición; que con un radio de curva infinito en el punto de tangencia con la recta vaya disminuyendo paulatinamente hasta llegar al radio finito de la curva circular. Existe una solución matemática exacta empleando como curvas de transición una familia de curvas radióides llamadas clotoídes, lemnicasta de Bernulli y la curva elástica. La curva de transición será tanto más necesaria cuando menor sea el radio de la curva circular y mayor la velocidad de diseño.

La clotoide o espiral de Euler es la curva más apropiada para efectuar transiciones. Todas las clotoídes tienen la misma forma, pero difieren en sí por su longitud.

2.4.3.1. Elementos de una Curva Horizontal Espiral.-

Figura 2 - 2



Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

PI = Punto de intersección de las alineaciones.

TE = Punto de cambio de tangente a espiral

EC = Punto de cambio de arco espiral a círculo.

CE = Punto de cambio de arco circular a espiral.

Le = Longitud del arco espiral.

L = Longitud desde el TE a cualquier punto de la curva espiral.

θ_e = Angulo al centro de la espiral de longitud L_e .

θ = Angulo al centro de la espiral de longitud L

A = Angulo de desviación de la espiral en el TE, desde la tangente principal a un punto de la curva.

B = Angulo de desviación de la espiral en el EC, desde la tangente principal a un punto de la curva.

R_e = Radio en cualquier punto de la espiral.

R = Radio de curvatura del arco circular.

α = Angulo de deflexión de las tangentes principales .

α_c = Angulo al centro del arco circular EC y CE.

X, Y = Coordenadas rectangulares de cualquier punto de la espiral, con origen en TE y el eje de abscisas de la tangente principal.

X_e, Y_e = Coordenadas de EC.

T_e = Longitud de la tangente principal = distancia entre PI y ET y entre PI y TE.

E_s = External del arco compuesto.

U = Tangente larga de la espiral.

V = Tangente corta de la espiral.

C_e = Cuerda larga de la espiral.

K = Abscisa del PC desplazado medida desde TE.

Los datos que uno dispone antes de trazar la curva espiral son:

- α
- R
- Abscisas de TE ó PI.

Para calcular la longitud mínima “Le” de la curva espiral se utiliza la siguiente fórmula:

$$Le \text{ min.} = 0.072 V^3 / RC$$

Fórmula 2 - 14

Fuente: Clase de vías de comunicación I

Donde :

El 0,072 es un coeficiente por fricción y peralte

V = Velocidad de diseño en Km./h.

R = Radio de curva circular.

C= Es una constante que define la longitud, comodidad y seguridad de la curva. Varía entre 1 y 3, siendo 1 la de mayor longitud, comodidad y seguridad; y tres la de menor longitud, comodidad y seguridad. En el Ecuador se utiliza C=2 por la topografía y la economía; y en caso extremo se puede usar 3 con previo informe debido a la topografía de la zona.

Para calcular el ángulo al centro de la espiral de longitud “Le” se utiliza la siguiente fórmula:

$$\theta_e = 28,648 Le/R$$

Fórmula 2 - 15

Fuente: Clase de vías de comunicación I

$$\theta_e = A+B$$

Fórmula 2 - 16

Fuente: Clase de vías de comunicación I

siendo:

$$A = \theta_e / 3$$

Fórmula 2 - 17

$$B = 2\theta_e / 3$$

Fórmula 2 - 18

Fuente: Clase de vías de comunicación I

Para el cálculo de las coordenadas de EC “Xc” y ” Yc” utilizamos la siguiente fórmula.

$$X_c = Le (1 - \theta_e^2 / 10)$$

Fórmula 2 - 19

Fuente: Clase de vías de comunicación I

Donde θ_e tiene que estar en radianes.

$$Y_c = L_e^2 / 6R$$

Fórmula 2 - 20

Fuente: Clase de vías de comunicación I

Para calcular la Tangente Larga “U”, utilizamos la fórmula:

$$U = X_c - Y_c \operatorname{ctg} \theta_e$$

Fórmula 2 - 21

Fuente: Clase de vías de comunicación I

Para el cálculo de la Tangente Corta “V” se aplica la siguiente fórmula:

$$V = Y_c / \operatorname{sen} \theta_e$$

Fórmula 2 - 22

Fuente: Clase de vías de comunicación I

Para el cálculo de la Cuerda Larga de la espiral “Ce”, aplicamos la siguiente fórmula:

$$C_e = \sqrt{X_c^2 + Y_c^2}$$

Fórmula 2 - 23

Fuente: Clase de vías de comunicación I

Para el cálculo de la distancia “p”. Que es la distancia desde la tangente, y perpendicular a

esta a la altura de la distancia K, hasta la curva.

$$p = Y_c - SM \text{ F\u00f3rmula 2 - 24}$$

Fuente: Clase de v\u00edas de comunicaci\u00f3n I

siendo:

$$SM = R - OM \text{ F\u00f3rmula 2 - 25}$$

$$OM = R \cos \theta_e \text{ F\u00f3rmula 2 - 26}$$

$$p = Y_c - R (1 - \cos \theta_e) \text{ F\u00f3rmula 2 - 27}$$

Fuente: Clase de v\u00edas de comunicaci\u00f3n I

Para el c\u00e1lculo de la distancia “k” utilizamos la siguiente f\u00f3rmula:

$$k = X_c - R \sin \theta_e \text{ F\u00f3rmula 2 - 28}$$

Fuente: Clase de v\u00edas de comunicaci\u00f3n I

Para calcular la longitud de la tangente principal “Te” utilizamos la siguiente f\u00f3rmula:

$$T_e = (R+p) \tan \alpha/2 + k$$

F\u00f3rmula 2 - 29

Fuente: Clase de v\u00edas de comunicaci\u00f3n I

Para el c\u00e1lculo de la distancia “Es” se utiliza la siguiente f\u00f3rmula:

$$E_s = (R+p)(\sec \alpha/2 - 1) + p$$

F\u00f3rmula 2 - 30

Fuente: Clase de vías de comunicación I

Para calcular el ángulo al centro circular EC y CE “ α_c ” aplicamos la fórmula:

$$\alpha_c = \alpha - 2\theta_e$$

Fórmula 2 - 31

Fuente: Clase de vías de comunicación I

Para el cálculo de la longitud del arco circular “ L_c ” aplicamos la fórmula:

$$L_c = \pi R \alpha_c / 180$$

Fórmula 2 - 32

Fuente: Clase de vías de comunicación I

donde α_c está en grados.

Para el cálculo de la longitud total de la curva “ L_t ” utilizamos la siguiente fórmula:

$$L_t = 2 L_e + 2 L_c$$

Fórmula 2 - 33
Fuente: Clase de vías de comunicación I

A continuación presentamos una tabla donde se indica los radios mínimos a partir de los cuales no es necesario el uso de curvas espirales, para diferentes velocidades de diseño:

Cuadro 2 - 5

Radios min para no utilizar Curvas Espirales	
V diseño (Km/h)	Radio min a partir del cual no es necesario utilizar espirales (m)
40	60
50	100
60	150
70	210
80	350
90	450
100	550
110	680

Fuente: Clase de vías de comunicación II.

2.4.4. Peralte .-

Es una inclinación lateral que se da en la superficie de rodadura de los caminos, específicamente en las curvas de los caminos que tiene por objeto contrarrestar las fuerzas de inercia que se producen cuando el vehículo cambia de dirección en las curvas.

Donde:

P = Peso del vehículo, Kg.

V = Velocidad de diseño, m/seg.

g = Aceleración de la gravedad = 9.78 m/seg².

R = Radio de la curva circular, m.

Utilizando los recursos que nos brinda la estática, llegamos a determinar que la fórmula para calcular el peralte es la siguiente:

$$e = \frac{V^2}{127 R} - f$$

Fórmula 2 - 35

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Donde:

e = Peralte de la curva, m/m (metro por metro de ancho de la calzada).

V = Velocidad de diseño, Km./h.

R = Radio de la curva, m.

f = Máximo coeficiente de fricción lateral. (Ver cuadro 2 - 6)

La inestabilidad que provoca la fuerza centrífuga no es solamente por el posible deslizamiento del vehículo; si no que, si el coeficiente de fricción es suficientemente grande puede provocarse el volcamiento del vehículo. Es importante considerar esta posibilidad.

A continuación presentamos dos cuadros de los valores del coeficiente de fricción recomendados para diferentes requerimientos y velocidades de diseño.

Cuadro 2 - 6

REQUERIMIENTOS	VALORES LIMITES PERMISIBLES DE "F"; SEGUN EL PAVIMENTO ESTE		
	SECO	HUMEDO	CON HIELO
ESTABILIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO	0,60	0,60	0,60
ESTABILIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO	0,36	0,24	0,12
COMODIDAD DEL VIAJE PARA EL PASAJERO	0,15	0,15	0,15
EXPLOTACION ECONOMICA DEL VEHICULO	0,16	0,10	0,10

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

Figura 2 - 4

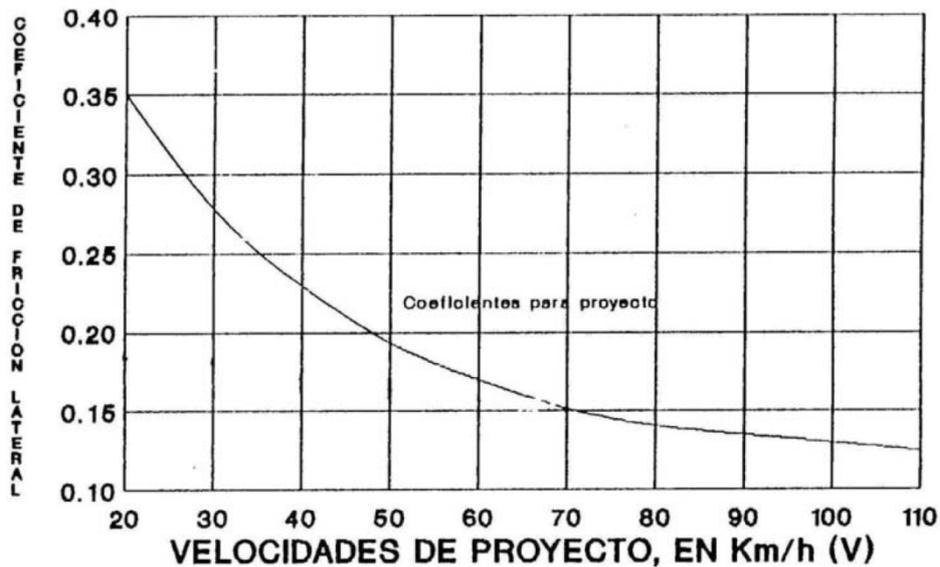


Fig. V.4 COEFICIENTES DE FRICCIÓN LATERAL PARA PROYECTO A DIFERENTES VELOCIDADES

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

2.4.4.1. Magnitud del Peralte.-

El uso del peralte en las curvas de los caminos provee seguridad y comodidad a las personas que transitan en sus vehículos. Sin embargo, el uso del peralte solo puede darse hasta cierto límite ya que si el peralte es exagerado un vehículo que circula a baja velocidad por la curva podría resbalar y caer a la cuneta. Por esta razón no se puede contrarrestar toda la fuerza centrífuga solamente con el peralte en las curvas pronunciadas, siendo necesario recurrir a la fuerza de rozamiento.

En base a investigaciones realizadas se ha determinado que es conveniente contrarrestar el 55% de la fuerza centrífuga con el peralte y el restante 45% contrarrestarlo con la fuerza de rozamiento entre las llantas y la capa de rodadura del camino.

Es recomendable para vías con velocidades de diseño mayores a 50 Km./h y superficies de rodadura asfálticas, de concreto o empedrado un peralte máximo del 10 % ; y para caminos con capa de rodadura granular con una velocidad de diseño menor o igual a 50 Km./h un peralte máximo del 8 %.

2.4.4.3. Desarrollo del Peralte.-

Una carretera o camino en una recta no tiene peralte; mientras que, en una curva sí tiene peralte. Para que no exista un cambio brusco, de una sección no peraltada a una sección peraltada y viceversa, es necesario que el cambio se realice de una manera paulatina a lo largo de una longitud de desarrollo.

Para calcular la longitud de desarrollo es necesario primero calcular el valor de la sobre-elevación que produce el peralte “e”. Que se la calcula con la siguiente fórmula:

$$* h = e * b \text{ F\u00f3rmula 2 - 36}$$

Fuente: Normas de dise\u00f1o geom\u00e9trico de Carreteras M.T.O.P

Donde:

h = Sobrelevaci\u00f3n, m.

e = Peralte, %.

b = Ancho de la calzada, m.

* Es para el caso de giro alrededor del eje.

Luego procedemos a calcular la longitud de desarrollo del peralte que esta en funci\u00f3n de la gradiente de borde “i”, cuyo valor se obtiene en funci\u00f3n de la velocidad de dise\u00f1o de la v\u00eda.

$$L = \frac{h}{2 * i} = \frac{e * b}{2 * i}$$

F\u00f3rmula 2 - 37

Fuente: Normas de dise\u00f1o geom\u00e9trico de Carreteras M.T.O.P

i = gradiente de borde, sus valores se encuentran en el cuadro (2 - 7).

Cuadro 2 - 7
GRADIENTE LONGITUDINAL (i) NECESARIA PARA EL DESARROLLO DEL
PERALTE

V_o, KM/h	VALOR DE (i), ‰	MAXIMA PENDIENTE EQUIVALENTE.
20	0,800	1:125
25	0,775	1:129
30	0,750	1:133
35	0,725	1:138
40	0,700	1:143
50	0,650	1:154
60	0,600	1:167
70	0,550	1:182
80	0,500	1:200
90	0,470	1:213
100	0,430	1:233
110	0,400	1:250
120	0,370	1:270

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Luego comparamos el valor de L y Le (Longitud de la espiral, si la hay) y tomamos como longitud de transición la mayor de las dos.

Después calculamos lo que se llama longitud de transición de bombeo, para lo cual se determina la diferencia de nivel del eje al borde de la vía:

$$S = \frac{b * P}{2}$$

Fórmula 2 - 38

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

Donde:

S = Diferencia de nivel del eje al borde de la vía, en metros.

P = Pendiente transversal del camino, %.

b = Ancho de la calzada, m.

A continuación establecemos la longitud necesaria, dentro de la tangente, para realizar el giro del plano del carril exterior hasta colocarlo horizontal por medio de la fórmula:

$$X = \frac{S}{i} = \frac{b * P}{2 * i}$$

Fórmula 2 - 39

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

Donde:

X = Longitud de transición del bombeo.

Finalmente sumamos la longitud de desarrollo del peralte (L) y la longitud de transición del bombeo (X) y obtenemos la longitud de transición total.

$$L_T = L + X$$

Fórmula 2 - 40

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

El desarrollo del peralte se lo hace dependiendo de que tipo de curva se trate. Si es el caso de una curva circular simple, el desarrollo del peralte se lo hace de manera paulatina empezando en la recta anterior a la curva. Se coloca la longitud de desarrollo 2/3 dentro de la recta y el 1/3 dentro de la curva. Para casos complicados el peralte puede desarrollarse 0,5L en la recta y la otra mitad en la curva.

Para el caso de curvas espirales el peralte se lo desarrolla a lo largo de toda la magnitud de la curva espiral.

La longitud mínima de transición se la puede calcular con la siguiente fórmula:

$$L_{\min} = 0,56 V \quad \text{Km / h}$$

Fórmula 2 - 41

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

Este valor se lo considera como mínimo absoluto y solo se lo debe usar en caminos de relieve montañoso, quebrado y escarpado; en especial en las zonas de las estribaciones y cruce de la cordillera de los Andes.

2.4.4.3. Longitud Tangencial.-

Es la longitud necesaria para empezar a inclinar la calzada a partir de un punto anterior a TE en la curva espiral que se va a peraltar o en caso de que sea curva circular el punto anterior a la transición de peralte, para que la faja exterior de la calzada pase de su posición inclinada por bombeo a la posición horizontal.

$$X = \frac{e' * L}{e}$$

Fórmula 2 - 42

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

Donde:

e' = Pendiente lateral de bombeo, %.

e = Peralte en la curva circular, %.

L = Longitud de transición del peralte, m.

2.4.5. Tangente Intermedia Mínima.-

Es la distancia entre el final de una curva y el principio de la siguiente curva. Para el caso de la distancia entre dos curvas circulares, aplicamos la siguiente fórmula:

$$TIM = \frac{4}{3}L + 2X$$

Fórmula 2 - 43

Fuente: Clase de vías de comunicación II.

Donde:

TIM = Tangente intermedia mínima, m.

L = Longitud de transición, m. (cuadro 2 - 8)

X = Longitud tangencial, m. (cuadro 2 - 8)

En el caso de dos curvas espirales seguidas podemos aplicar la siguiente fórmula:

$$TIM = 4X$$

Fórmula 2 - 44

Fuente: Clase de vías de comunicación II.

Donde:

TIM = Tangente intermedia mínima, m.

X = Longitud tangencial, m. (cuadro 2 - 8)

En condiciones críticas entre dos curvas espirales es posible tener una $TIM = 0$. Es decir en estos casos el trazado es curvilíneo continuo.

En el caso de que exista una curva circular seguida de una curva espiral o viceversa, la tangente intermedia mínima se calcula con la siguiente ecuación:

$$TIM = \frac{2}{3}L + 3X$$

Fórmula 2 - 45

Fuente: Clase de vías de comunicación II.

Donde:

TIM = Tangente intermedia mínima, m.

L = Longitud de transición, m. (cuadro 2 - 8)

X = Longitud tangencial, m. (cuadro 2 - 8)

Cuadro 2 - 8

CUADRO PARA CALCULO DE TANGENTES INTERMEDIAS MINIMAS				
Velocidad de diseño (Km/h)	X(m)		L(m)	
	Min	Ideal	Min	Ideal
Hasta 59	10	10	22	37
60-80	10	13	26	46
81-100	16	16	26	25

Fuente: Clase de vías de comunicación II

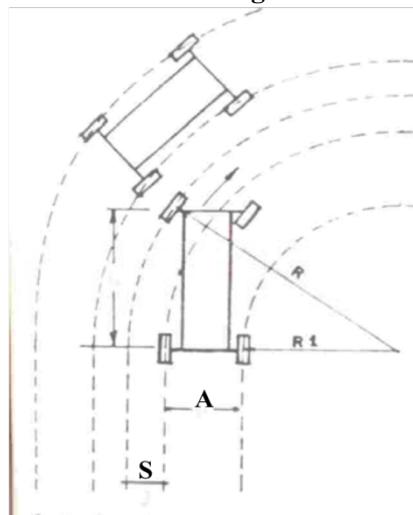
2.4.6. Sobrancho en las Curvas.-

El sobreancho es un ancho adicional que se da a las curvas de los caminos para permitir el tráfico de los vehículos con seguridad.

Las razones para introducir el sobreancho en las curvas son dos. La primera es debido a que cuando un vehículo ingresa a una curva ocupa un mayor ancho ya que las ruedas traseras recorren una trayectoria interna con respecto a las ruedas delanteras; adicionalmente el extremo lateral delantero del vehículo recorre una trayectoria exterior a la del resto del vehículo. Esto se puede observar claramente en la figura (2 – 5).

La segunda razón es porque es muy difícil para el conductor mantenerse en el centro de su carril dentro de la curva; ya que es complicado tener una buena apreciación visual en una curva por no tener un punto fijo de referencia.

Figura 2 - 5



Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Para calcular el sobreancho necesario de una curva podemos utilizar la siguiente fórmula:

$$S = n \left(R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) + \frac{V}{10 \sqrt{R}}$$

Fórmula 2 - 46

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Donde:

S = Valor de sobreebanco, m.

n = Número de carriles de la calzada.

R = Radio de la curva circular, m.

L = Longitud entre la parte frontal y el eje posterior del vehículo de diseño, m.

V = Velocidad de diseño, Km./h.

El sobreebanco mínimo se ha establecido en 30 cm para velocidades de hasta 50 Km./h. y de 40 cm para velocidades mayores. Estos valores se utilizan generalmente cuando los radios de curvatura son sumamente grandes donde la tendencia del vehículo a salirse de su carril es mínima.

2.4.6.1. Distribución del Sobreebanco en la Longitud de Transición y en la Curva Espiral.-

El desarrollo del sobreebanco debe hacerse de una manera paulatina de tal manera que coincida con la trayectoria del vehículo que poco a poco va ocupando el espacio adicional del sobreebanco. A continuación indicamos como y donde se debe desarrollar el sobreebanco dependiendo del tipo de curva:

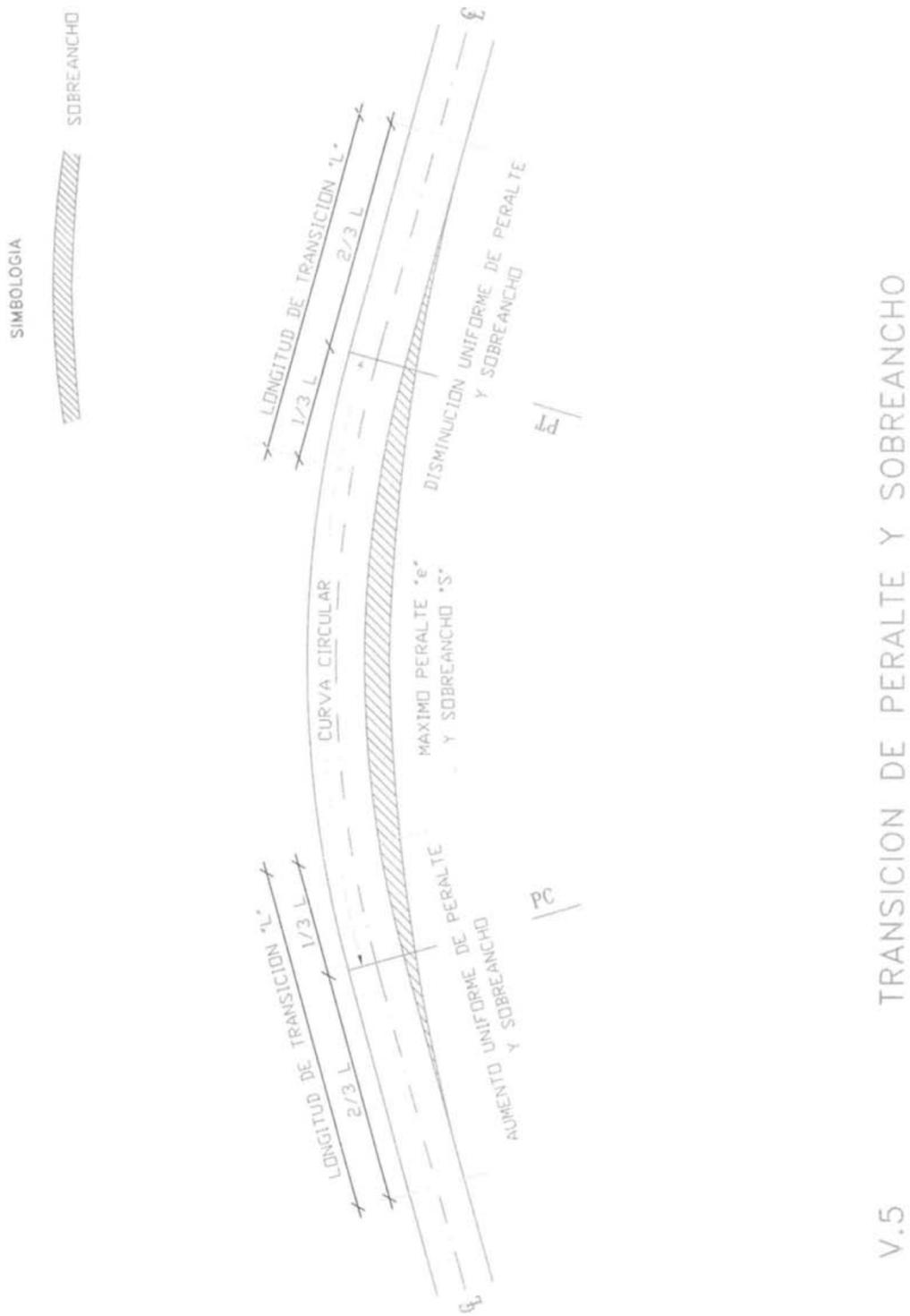
- En curvas circulares el ensanchamiento debe hacerse solamente desde el borde interno de la curva. En curvas espirales, en cambio, el sobreancho se reparte igualmente en el borde interior y exterior de la curva.

- El ensanchamiento debe hacerse poco a poco a lo largo de la longitud de desarrollo del peralte, aunque en cierto casos puede desarrollarse en longitudes menores.

- En las curvas circulares el desarrollo del sobreancho se lo hace a lo largo de la longitud de desarrollo del peralte, $\frac{2}{3}$ en la tangente y $\frac{1}{3}$ en la curva. En casos difíciles se puede hacer el desarrollo 50% en la tangente y 50% en la curva.

- Para el caso de curvas espirales el desarrollo del sobreancho se lo hace a todo lo largo de la curva espiral; es decir, se obtiene la magnitud total del ensanchamiento en el punto EC (inicio de la curva circular).

Figura 2 - 6

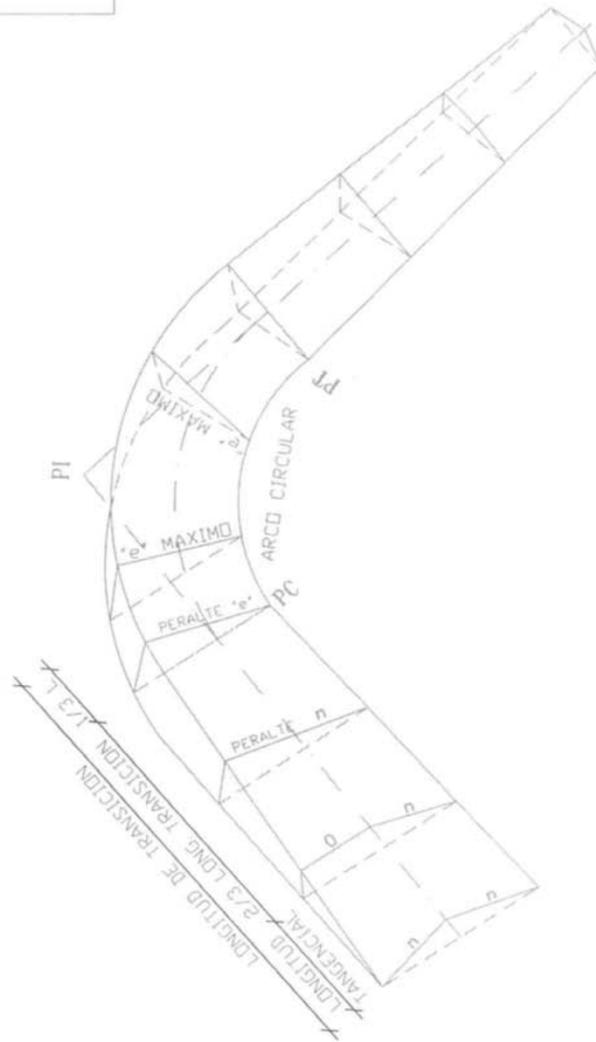


V.5 TRANSICION DE PERALTE Y SOBREALANCHO

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Figura 2 - 7

SIMBOLOGIA	
PI	= PUNTO DE INTESECCION
PC	= PRINCIPIO DE CURVA
PT	= PRINCIPIO DE TANGENTE
n	= PENDIENTE TRANSVERSAL NORMAL
e max.	= PERALTE MAXIMO



V.6 DIAGRAMA DE TRANSICION DEL PERALTE

V.6

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

2.5. Alineamiento Vertical

El alineamiento vertical es tan importante como el alineamiento horizontal y debe estar en función de la velocidad de diseño, de las curvas horizontales y de la distancia de visibilidad. Nunca se debe sacrificar el alineamiento vertical por un buen alineamiento horizontal.

2.5.1. Gradientes longitudinales.-

Las gradientes, por lo general, responden a la topografía del terreno, pero estas no deben ser demasiado grandes con el fin de permitir velocidades razonables de circulación facilitando así el desplazamiento del tráfico.

En el cuadro siguiente (cuadro 2-9) se muestran las gradientes verticales máximas que pueden adoptarse en función de la clase de carretera.

Cuadro 2 - 9

**VALORES DE DISEÑO DE LAS GRADIENTES LONGITUDINALES
MAXIMAS
(Porcentaje)**

Clase de Carretera					Valor Recomendable			Valor Absoluto		
R—Io	R—II	>		TPDA	L	O	M	L	O	M
1	3.000	a	8.000	TPDA	2	3	4	3	4	6
II	1.000	a	3.000	TPDA	3	4	7	4	6	8
III	300	a	1.000	TPDA	4	6	7	6	7	9
IV	100	a	300	TPDA	5	6	8	6	8	12
V	Menos de		100	TPDA	5	6	8	6	8	14

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Es importante señalar que las gradientes altas no se deberán utilizar para longitudes muy largas para evitar que los vehículos disminuyan mucho su velocidad en estos tramos. Los siguientes datos se refieren a las longitudes máximas en las que se puede aplicar gradientes elevadas.

Para gradientes del:	8—10%,	La longitud máxima será de: 1.000 m.
	10—12%,	500 m.
	12—14%,	250 m.

Para longitudes cortas (menores a 500 metros) se puede aumentar la gradiente en un 1% para terrenos ondulados y 2 % para terrenos montañosos en vías de clase 1, 2 y 3, con el fin de reducir costos de construcción.

La gradiente mínima que se puede utilizar es del 0,5%. Se puede utilizar una gradiente de 0% en rellenos de más de 1 metro de altura o en puentes.

2.5.2. Curvas Verticales.-

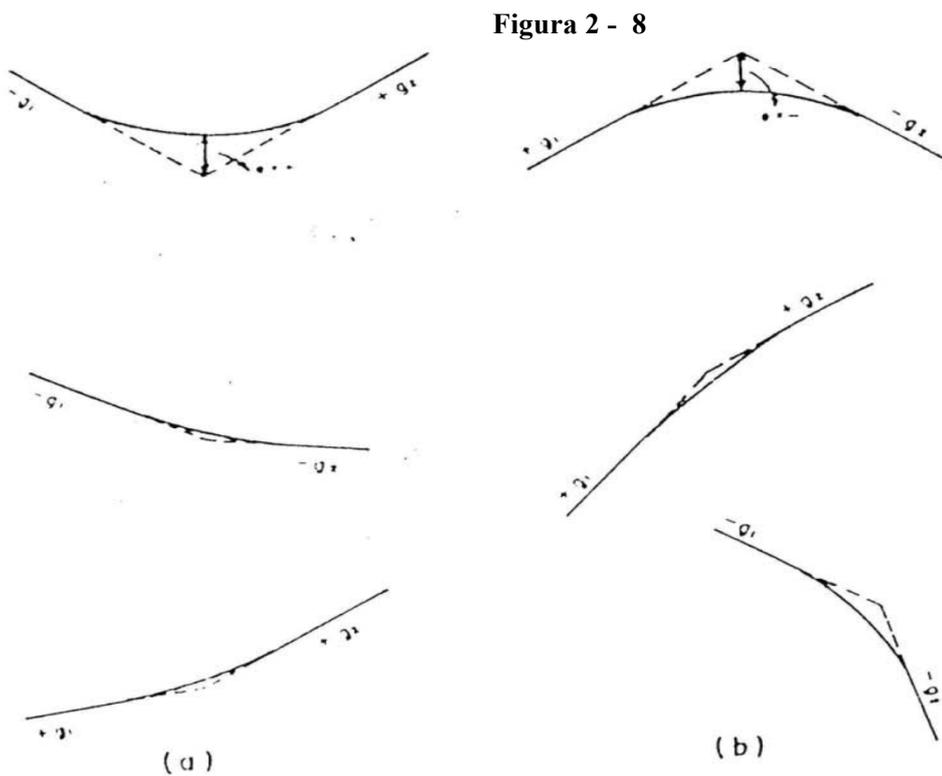
Al unirse dos alineaciones verticales con diferente gradiente se produce un cambio brusco de gradiente en el PIV (punto de intersección vertical) donde las dos alineaciones se intersecan. Para evitar esta situación, de tal manera que el vehículo recorra de una manera suave y segura toda la carretera, colocamos curvas verticales que hagan paulatino el cambio de una alineación vertical a otra.

La curva vertical que se usa generalmente es la parábola simple que se aproxima a una curva circular. Se utiliza esta curva porque es muy buena para trazar el cambio gradual

que se pretende realizar entre las alineaciones verticales; además, porque es una curva sencilla cuyos elementos son fáciles de calcular.

Cuando la diferencia de las pendientes de las dos alineaciones verticales es menor al 0,5% no es necesario dibujar una curva vertical porque la diferencia es tan mínima que se pierde en el proceso de construcción.

Existen dos tipos básicos de curvas verticales: curvas cóncavas y curvas convexas. En la figura (2 - 8) se muestran las diferentes formas como pueden presentarse las curvas cóncavas y convexas.



Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Como podemos observar cuando las pendientes de las alineaciones verticales forman una especie de colina la curva es convexa; y cuando las pendientes forman una especie de depresión la curva es cóncava.

Las características de las curvas verticales están en función de las gradientes de las dos alineaciones, de la distancia de visibilidad de parada y de la velocidad de diseño de la vía.

2.5.2.1. Curvas Cóncavas.-

Para calcular la longitud mínima de las curvas verticales cóncavas utilizamos la siguiente fórmula:

$$L_{MIN} = K A \text{ F\acute{o}rmula 2 - 47}$$

Fuente: Normas de dise\~no geom\~trico de carreteras del M.T.O.P

Siendo:

$$A = G - G' \text{ F\acute{o}rmula 2 - 48}$$

Fuente: Normas de dise\~no geom\~trico de carreteras del M.T.O.P

Donde:

L_{MIN} = Es la longitud m\~nima de la curva vertical c\~ncava, m.

K = Es un coeficiente que est\~a en funci\~n de la distancia de visibilidad de parada.

A = Es la diferencia de las gradientes de las dos alineaciones verticales.

G, G' = Gradientes de cada alineaci\~n vertical.

El coeficiente K est\~a en funci\~n de la distancia de visibilidad de parada; la cual a su vez est\~a en funci\~n de la velocidad de dise\~no, de la altura del ojo del conductor y de la altura de la luz del auto . En el cuadro (2 – 10) podemos observar los diferentes valores de

K para las curvas cóncavas y los diferentes valores de la distancia de visibilidad para cada velocidad de diseño.

Cuadro 2 - 10
CURVAS VERTICALES CONCAVAS MININAS

Velocidad de diseño kph	Distancia de Visibilidad para Parada-"s" (metros)	Coeficiente $K=S^2/122+3,5 S$	
		Calculado	Redondeado
20	20	2.08	2
25	25	2.98	3
30	30	3.96	4
35	35	5.01	5
40	40	6.11	6
45	50	8.42	8
50	55	9.62	10
60	70	13.35	13
70	90	18.54	19
80	110	23.87	24
90	135	30.66	31
100	160	37.54	38
110	180	43.09	43
120	220	54.26	54

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

2.5.2.2. Curvas Convexas.-

Para calcular la longitud mínima de las curvas verticales convexas utilizamos la siguiente fórmula:

$$L_{MIN} = K A$$

Fórmula 2 - 49

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Siendo:

$$A = G - G'$$

Fórmula 2 - 50

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Donde:

LMIN = Es la longitud mínima de la curva vertical convexa, m.

K = Es un coeficiente que está en función de la distancia de visibilidad de parada.

A = Es la diferencia de las gradientes de las dos alineaciones verticales.

G, G' = Gradientes de cada alineación vertical, %.

El coeficiente K está en función de la distancia de visibilidad de parada, la cual a su vez está en función de la velocidad de diseño de la vía, de la altura del ojo del conductor y de la altura de la luz del auto. En el cuadro (2 – 11) podemos observar los diferentes valores de K para las curvas cóncavas y de la distancia de visibilidad para cada velocidad de diseño.

Cuadro 2 - 11

CURVAS VERTICALES CONVEXAS MINIMAS

Velocidad de diseño kph	Distancia de Visibilidad para Parada-"s" (metros)	Coeficiente $K=S^2/426$	
		Calculado	Redondeado
20	20	0,94	1
25	25	1,47	2
30	30	2,11	2
35	35	2,88	3
40	40	3,76	4
45	50	5,87	6
50	55	7,1	7
60	70	11,5	12
70	90	19,01	19
80	110	28,4	28
90	135	42,78	43
100	160	60,09	60
110	180	76,06	80
120	220	113,62	115

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

Estas longitudes de las curvas verticales tanto cóncavas como convexas son las mínimas; así que, cuando sea posible es mejor tener longitudes de curvas verticales mayores para que el cambio de pendientes sea más suave. Esto brindará mayor comodidad al conductor del vehículo.

Al obtener el resultado de la longitud mínima de la curva vertical es aconsejable por facilidad aproximarla al número múltiplo de 20 siguiente y superior . Para que así coincida con las abscisas de los PIV, las cuales también por conveniencia es mejor colocarlas en un múltiplo de 20 m.

La longitud mínima absoluta para todas las curvas verticales es de:

$$L_{\min} = 0.60 V$$

Fórmula 2 - 51

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

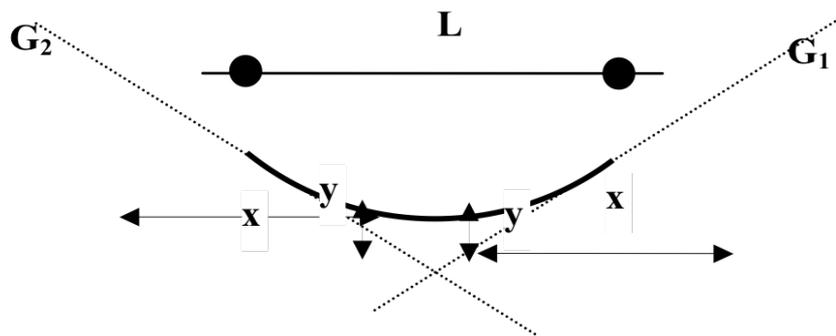
en donde V, es la velocidad de diseño expresada en Km. / h.

2.5.2.3. Fórmulas para el Cálculo de Curvas Verticales .-

Los datos que disponemos para calcular las curvas verticales son los siguientes:

- Gradiente de entrada y salida.
- Abscisa y cota del PIV.
- Longitud de la curva vertical (L)

Figura 2 - 9



Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

$$A = G_2 - G_1 \quad (\text{en } \%)$$

Fórmula 2 - 52

$$Y = \frac{A}{200L} \times X^2$$

Fórmula 2 - 53

$$H = \frac{AL}{800}$$

Fórmula 2 - 54

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Con estas fórmulas hallamos las coordenadas Y, para cada coordenada X que deseemos. H es la coordenada Y máxima que va desde la curva vertical al PIV.

2.5.3. Criterios Generales para el Alineamiento Vertical .-

Al realizar el diseño vertical es muy importante tomar en cuenta los siguientes criterios:

- Se debe evitar colocar dos o más alineaciones verticales en las cuales sus gradientes sean grandes negativas y en aumento en combinación con alineaciones horizontales en línea recta. Esta combinación es sumamente peligrosa ya que las velocidades del vehículo pueden aumentar excesivamente, es preferible introducir una curva horizontal o reducir las pendientes de los alineamientos verticales aunque eso represente mayor corte y relleno; y por lo tanto, mayor costo.
- Se debe evitar que existan dos curvas verticales en el mismo sentido conectadas por medio de una tangente corta.
- Es preferible proyectar en ascensos largos, un tramo de mayor pendiente al principio para luego colocar un tramo de menor pendiente en la cima. O también en cuestas largas colocar un tramo de pendiente máxima seguido por un tramo de pendiente menor, para

luego volver a un tramo de pendiente máxima. Con esto podemos lograr que el vehículo recupere un poco de velocidad en los tramos menos empinados.

- Para seleccionar una curva vertical que se vaya a emplear se debe considerar también la apariencia estética y el drenaje.

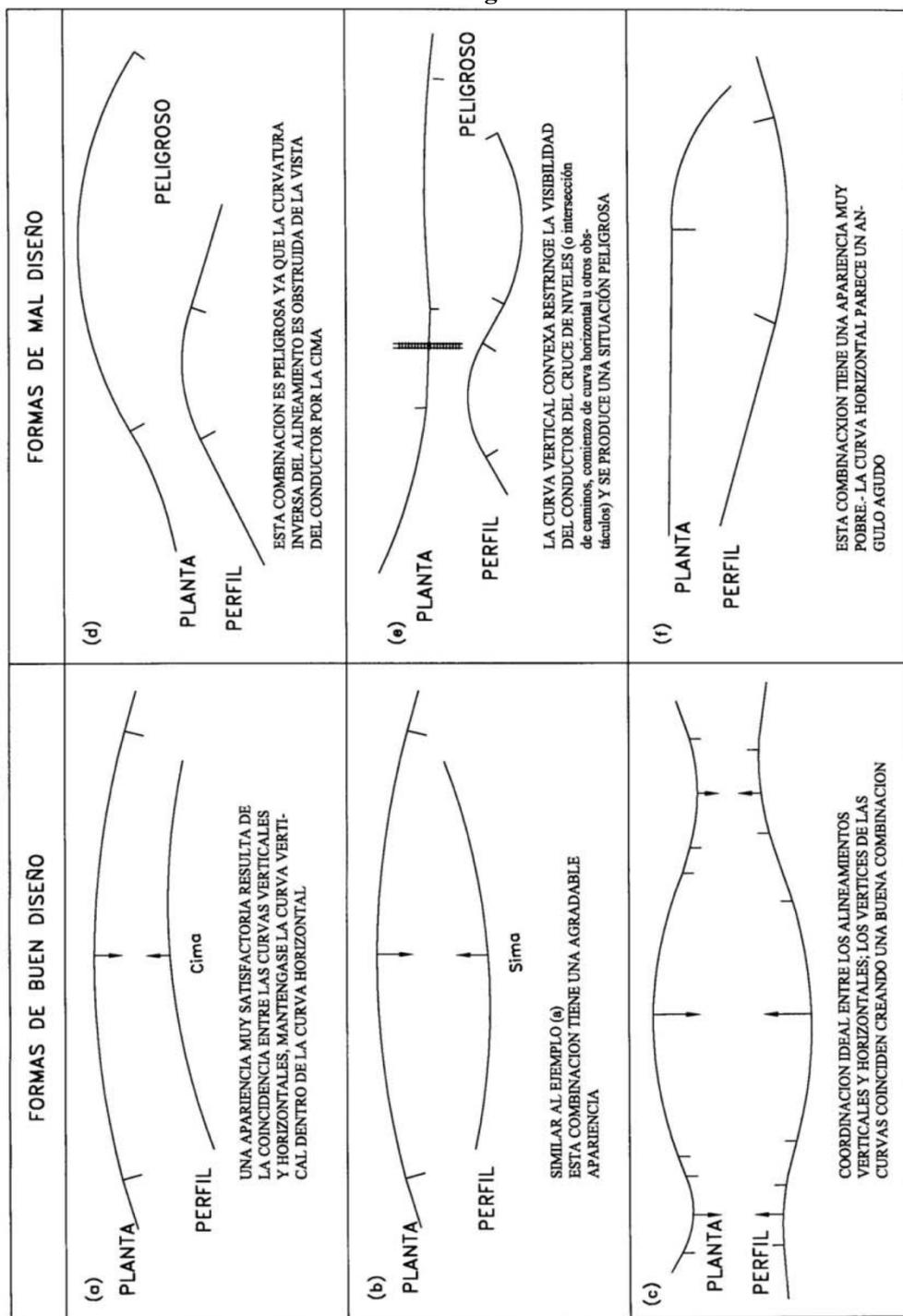
2.5.4. Combinación de los Alineamientos Verticales y Horizontales .-

Es muy importante que exista una adecuada combinación de entre el alineamiento horizontal y el alineamiento vertical mediante el uso de los siguientes criterios:

- Se debe evitar diseños con tangentes largas horizontal y curvas horizontales de grandes radios, combinadas con gradientes verticales largas y empinadas. También se debe evitar curvas horizontales de radios pequeños combinadas con gradientes planas o casi planas.
- Debe evitarse introducirse curvas horizontales agudas sobre o cerca de la cima de curvas verticales convexas pronunciadas.
- Se debe evitar el colocar curvas horizontales agudas cerca o en la parte más baja de curvas verticales convexas pronunciadas.
- Cuando se trata de carreteras de dos carriles se debe dar preferencia a colocar lugares para rebasar que a tener conveniencia en la combinación de alineamientos horizontal y vertical.
- Dentro de lo posible, cuando se esté cerca de una intersección de carreteras se debe colocar curvas de grandes radios y gradientes suaves.

A continuación presentamos en la figura (2 – 10) y en la figura (2 -11) , formas correctas e incorrectas de combinar el alineamiento horizontal y vertical.

Figura 2 - 10

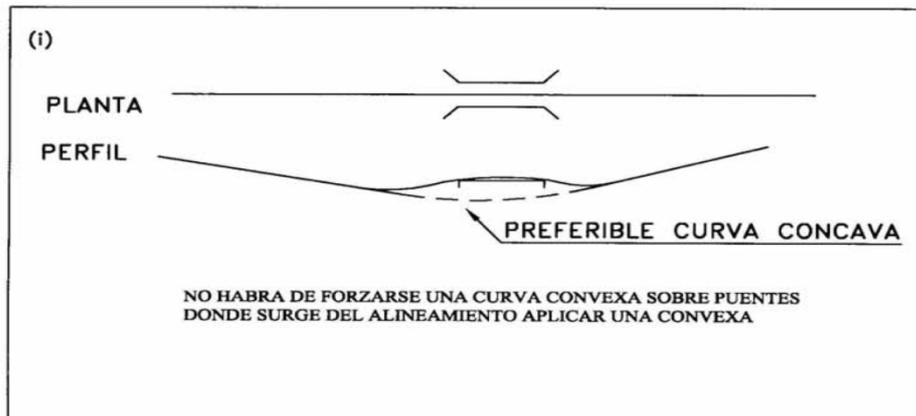
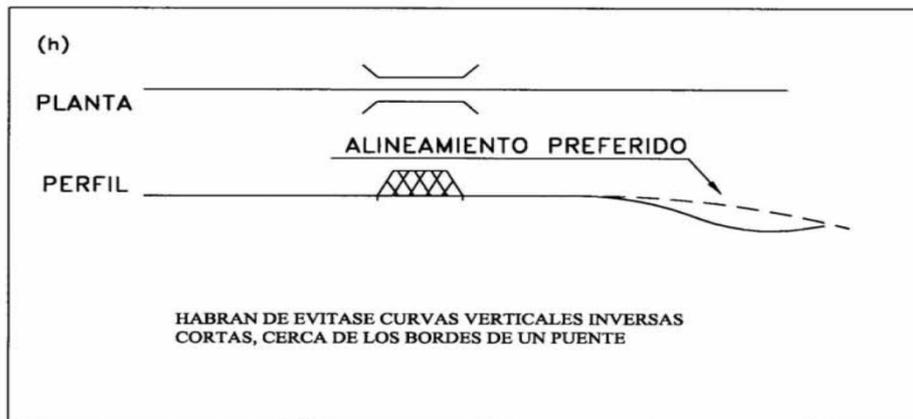
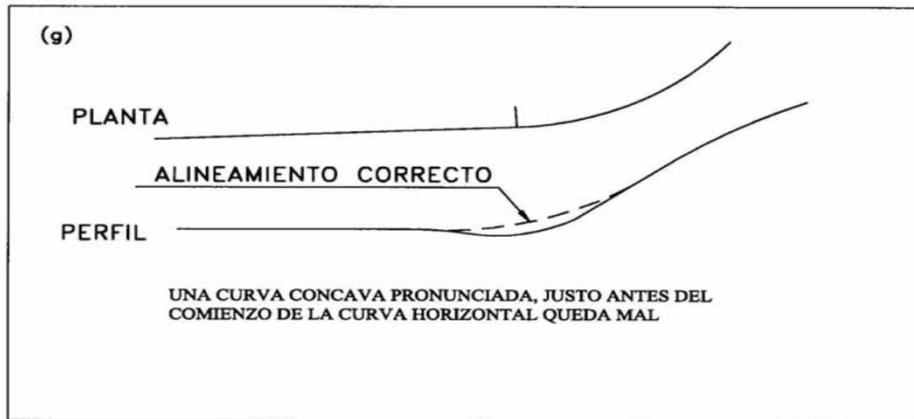


FORMAS DE BUEN Y MAL DISEÑO DE COMBINACION DE CURVAS

FIG. VII.5

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

Figura 2 - 11



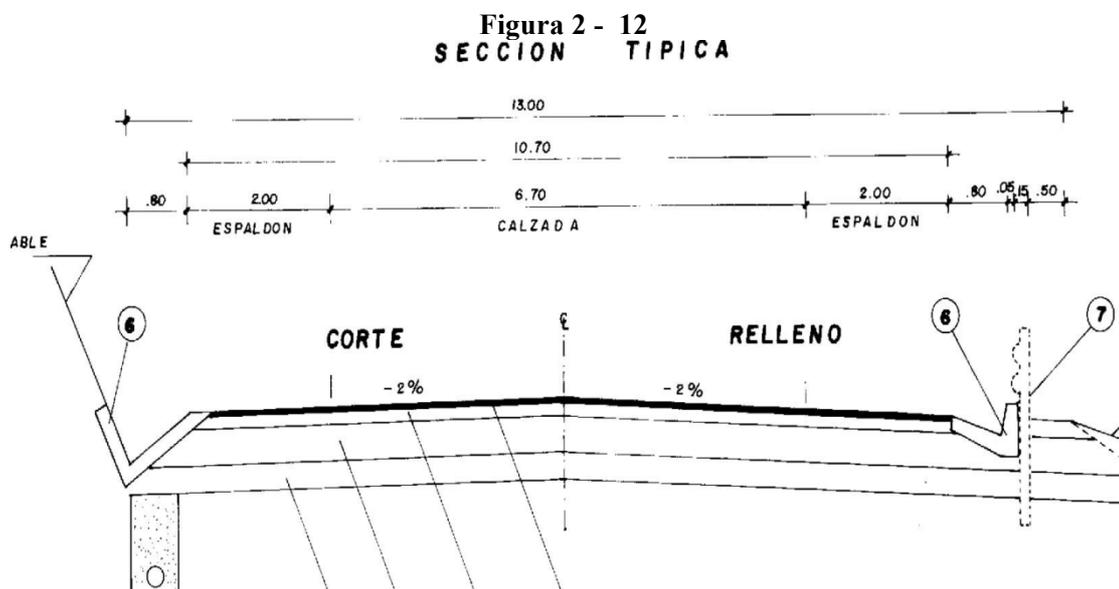
FORMAS DE MAL DISEÑO Y DEMOSTRACION DEL METODO DE CORRECCION

FIG.

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

2.6. Secciones Transversales.

Las secciones transversales dependen sobre todo del volumen de tráfico y del terreno; y por lo tanto, de la velocidad de diseño de la carretera. Cuando se diseñan los elementos de la sección transversal de la carretera se debe tener en cuenta la comodidad y seguridad de los usuarios de la vía.



Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

2.6.1. Ancho De La Sección Transversal Típica.-

El ancho típico de una sección trasversal de una carretera está constituido por :

- Calzada
- Espaldón
- Cunetas
- Talud

2.6.2. Calzada.-

La calzada es la superficie por donde los vehículos deben rodar. La calzada puede ser de algunos materiales como asfalto, concreto, piedra, adoquín o lastre. Depende sobre todo de la pendiente de bombeo y de la velocidad de diseño de la vía para la elección de la superficie de rodadura. A continuación presentamos un cuadro (cuadro 2-12) que relaciona el tráfico con la superficie de rodadura recomendada y con la pendiente transversal de bombeo recomendada.

Cuadro 2 - 12

CLASIFICACION DE SUPERFICIES DE RODADURA		
Clase de Carretera	Tipo de Superficie	Gradiente Transversal (Porcentajes)
R-I o R-II > 8000 TPDA	Alto grado estructural: concreto asfáltico u hormigón	1,5-2
I 3000 a 8000 TPDA	Alto grado estructural: concreto asfáltico u hormigón	1,5-2
II 1000 a 3000 TPDA	Grado estructural intermedio	2
III 300 a 1000 TPDA	Bajo grado estructural: Doble Tratamiento Superficial Bituminoso D.T.S.B.	2
IV 100 a 300 TPDA	Grava o D.T.S.B.	2,5-4 *
V Menos de 100 TPDA	Grava, Empedrado, Tierra	4
* Para caminos vecinales tipo 5 y 5E.		

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

El ancho de la calzada o pavimento está en función del volumen de tráfico, del tipo de tráfico que va a circular por la carretera (vehículo de diseño) y de las características del terreno. Para un alto volumen de tráfico y una alta velocidad de diseño se justifica que el ancho del pavimento sea grande. En el caso contrario, una carretera con bajo tráfico y baja velocidad de diseño no justifica tener un pavimento ancho.

En el cuadro (2 – 13) se indican los anchos de calzada recomendados dependiendo del volumen de tráfico:

Cuadro 2 - 13

ANCHOS DE LA CALZADA		
Clase de Carretera	Ancho de la Calzada (m)	
	Recomendable	Absoluto
R-I o R-II > 8000 TPDA	7,30	7,30
I 3000 a 8000 TPDA	7,30	7,30
II 1000 a 3000 TPDA	7,30	6,50
III 300 a 1000 TPDA	6,70	6,00
IV 100 a 300 TPDA	6,00	6,00
V Menos de 100 TPDA	4,00	4,00

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

2.6.3. Espaldón.-

Los espaldones dentro de la carretera tienen varias funciones entre las más importantes:

- Proporcionan a los vehículos un lugar seguro de estacionamiento con el fin de evitar accidentes.
- Brindan una sensación de seguridad al conductor de vehículo para que pueda transitar de una manera más fluida por la carretera.
- Mejoran la capacidad de la carretera.
- Proveen espacio para realizar trabajos de mantenimiento en la carretera.

En el cuadro (2 – 14) podemos ver el ancho recomendado de los espaldones en función del tráfico.

Se utiliza en todos los casos una gradiente transversal del espaldón del 4% para desalojar el agua.

Cuadro 2 - 14

VALORES DE DISEÑO PARA EL ANCHO DE ESPALDONES (Metros)						
Clase de Carretera	Ancho de Espaldones (m)					
	Recomendable			Absoluto		
	L	O	M	L	O	M
	(1,2)	(1,2)	(1,2)	(1,2)	(1,2)	(1,2)
R-I o R-II > 8000 TPDA	3,0 *	3,0 *	2,5 *	3	3,0 *	2,0 *
I 3000 a 8000 TPDA	2,5 *	2,5 *	2,0 *	2,5 **	2,0 **	1,5 **
II 1000 a 3000 TPDA	2,5 *	2,5 *	1,5 *	2,5	2,0	1,5
III 300 a 1000 TPDA	2,0 **	1,5 **	1,0 *	1,5	1,0	0,5
IV 100 a 300 TPDA	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
V Menos de 100 TPDA	Una parte del soporte lateral está incorporado en el ancho de la superficie de rodadura (no se considera el espaldón como tal)					
L = Terreno Llano O = Terreno Ondulado M = Terreno Montañoso						
* La cifra en paréntesis es la medida del espaldón interior de cada calzada y la otra es para el espaldón exterior. Los dos espaldones deben pavimentarse con concreto asfáltico						
** Se recomienda que el espaldón debe pavimentarse con el mismo material de la capa de rodadura del camino correspondiente. (ver nota 5/ del cuadro general de calificación)						

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

2.6.4. Cunetas.-

Este tema se lo tratará en el capítulo de drenaje vial.

2.6.5. Taludes .-

Los taludes de corte o relleno son muy importantes en la seguridad y estética de la vía; y pueden influir mucho en su costo. Su diseño depende sobre todo de las condiciones y características del suelo. Como regla general deben diseñarse con la menor pendiente económicamente factible. En terrenos montañosos y ondulados el movimiento de tierras es un rubro importante, por lo que se recomienda poner mucho cuidado y énfasis en este elemento de la vía.

En el cuadro (2 – 15) presentamos los taludes recomendables para algunos tipos de terreno:

Cuadro 2 - 15

TALUDES RECOMENDADOS PARA DIFERENTES TIPOS DE TERRENOS				
CLASE DE TERRENO	CORTE		RELLENO	
	H	V	H	V
Conglomerado cementado (se requiere explosivos para romperlo)	1	10	1	1
Conglomerado (60% de roca 40% de suelo)	1	3	1	1
Tierra Compacta (tierra dura, cangahua, concoto)	1	2	1,5	1
Tierra suelta (materiales donde el hombre puso mano)	1	1	1,5	1
Arena (material granular, muy baja cohesión, partículas sueltas)	1,5	1	1,5	1

Fuente: Materia de vías de comunicación II.

2.7. Drenaje Vial

Para el drenaje de una vía utilizamos varios elementos que nos ayudan a retirar el agua de la vía lo más rápido posible; con el fin de que no ocasione daños a la misma. Entre los elementos de drenaje vial tenemos: La pendiente transversal y longitudinal del pavimento, la pendiente transversal y longitudinal del espaldón, las cunetas y las alcantarillas.

En cuanto a las pendientes del pavimento, la pendiente transversal del pavimento o capa de rodadura varía entre el 1,5% y 4% como se indica en el cuadro (2 –12). Mientras que, la pendiente longitudinal mínima de la vía es del 0,5% y la máxima se indica en el cuadro (2 – 9) . La pendiente transversal de los espaldones es del 4% en todos lo casos.

Estas pendientes ayudan a desalojar el agua que está directamente sobre la vía, hacia las cunetas.

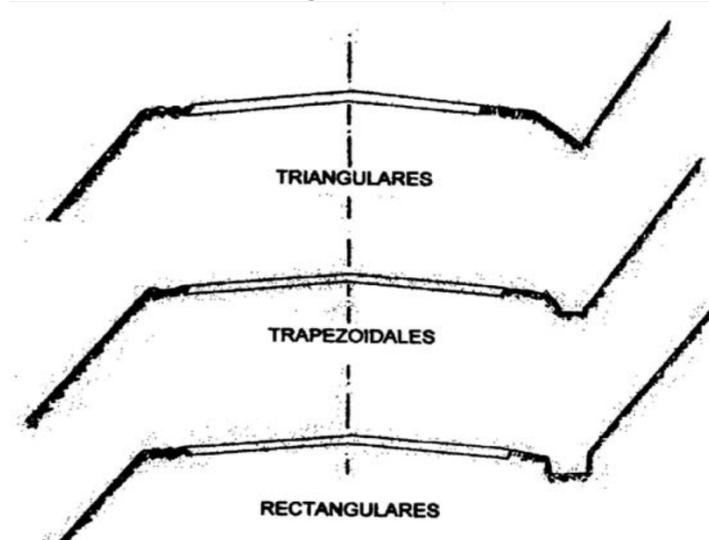
2.7.1. Cunetas.-

Son canales que se construyen a uno o a ambos lados de una carretera, con el propósito de interceptar y desalojar el agua que se escurre de la vía, del talud de corte y de pequeñas áreas adyacentes a la carretera. Las cunetas recogen esta agua y la desalojan de la vía por medio de alcantarillas o drenajes naturales.

Las cunetas se encuentran entre el espaldón y el talud. Su pendiente longitudinal mínima es del 0,5 % , igual a la pendiente mínima de camino, y su pendiente máxima está limitada por la velocidad del agua; la misma que, determinará la necesidad de revestir la cuneta para evitar la erosión de la misma.

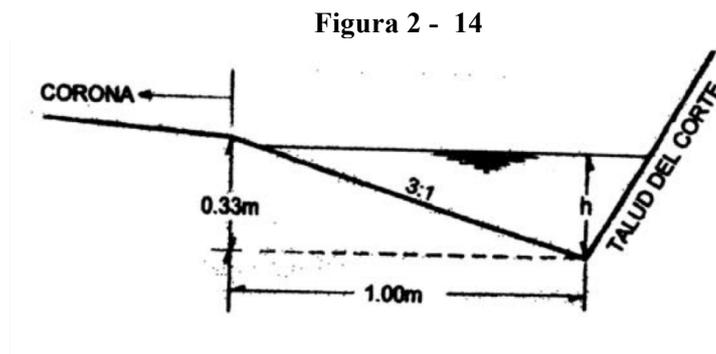
Las cunetas pueden ser de tres formas básicas: Triangulares, rectangulares y trapezoidales (figura 2-13). La forma triangular es la que se usa mayoritariamente debido a la sensación de seguridad que brinda a los conductores que no temen caerse en ella mientras conducen. No sucede lo mismo con los otros dos tipos de cunetas.

Figura 2 - 13



Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

Es recomendable en las secciones triangulares que la pendiente de la cuneta hacia la vía sea de 3:1 o de 4:1, y del lado del talud tenga la misma pendiente que el talud. La profundidad del agua no debe ser mayor a 30 cm. (figura 2 - 14)



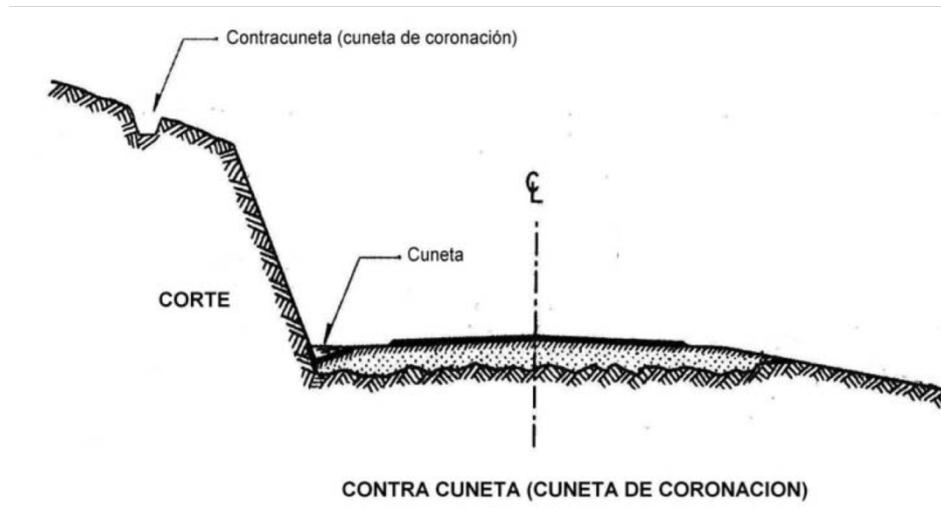
Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P.

2.7.2. Cunetas de Coronación.-

Son canales excavados en el terreno natural que están arriba de los taludes de corte, y tienen como objetivo recoger el agua para que esta no se escurra por el talud. Al evitar que una cantidad importante de agua baje por el talud lo protegemos de la erosión, de posibles derrumbes que obstruyan la vía y de la caída de material sobre las cunetas.

Las cunetas de coronación se encontrarán a una distancia variable de la cima del corte. Éstas se deberán localizar de tal manera que entre la cuneta de coronación y la cima del corte no quede una área suficientemente grande para generar escurrimientos importantes que puedan dañar el talud y la vía. También es importante no colocar la cuneta de coronación demasiado cerca del corte a fin de facilitar su construcción. La distancia mínima para colocar las cunetas de coronación es de 5 metros del corte o igual a la altura del mismo, en caso de que el corte sea mayor a 5 metros.

Figura 2 - 15

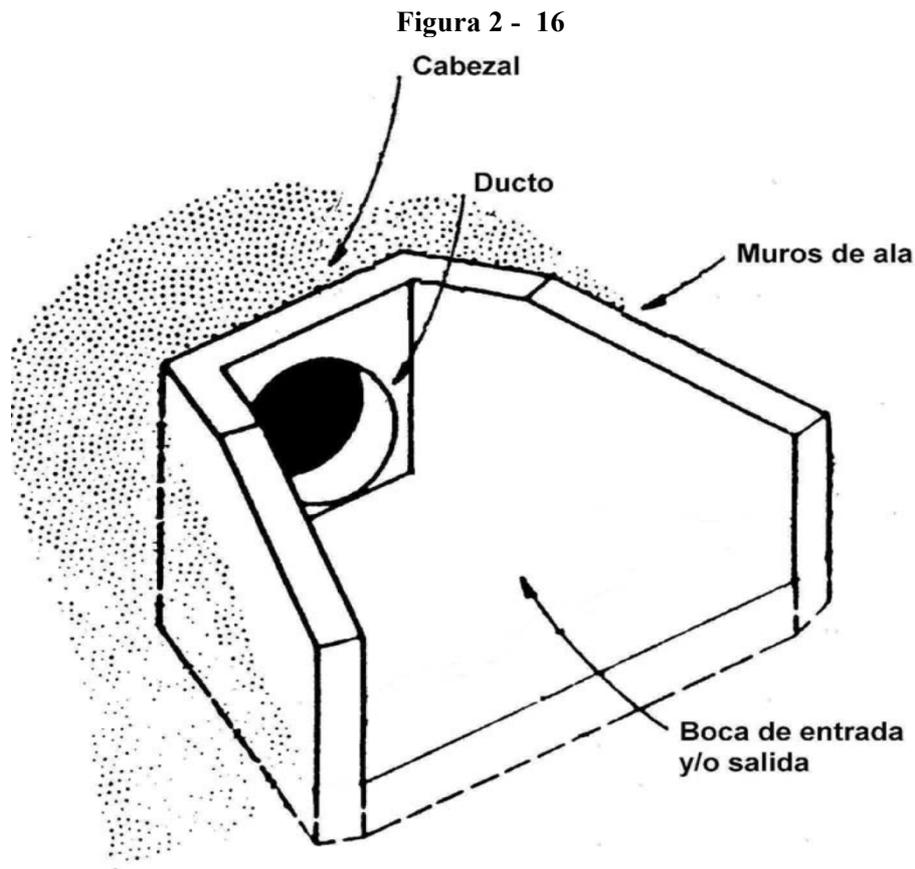


Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

2.7.3. Alcantarillas.-

Las alcantarillas son conductos cerrados, de forma diversa, que se instalan o construyen transversales y por debajo del nivel de sub-rasante de una carretera, con el objeto de conducir, hacia cauces naturales, el agua de lluvia proveniente de pequeñas cuencas hidrográficas, arroyos ó esteros, canales de riego, cunetas y/o del escurrimiento superficial de la carretera.

Los elementos constitutivos de una alcantarilla son: El ducto, los cabezales, los muros de ala en la entrada y la salida; y otros dispositivos que permitan un mejor trabajo del sistema. (figura 2-16)



ELEMENTOS DE UNA ALCANTARILLA

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P.

Las alcantarillas deberán instalarse siguiendo, en lo posible, la alineación y pendiente del cauce de la corriente. Esto ayuda a que circule el agua con mayor facilidad y evita que la estructura se erosione.

La localización óptima de una alcantarilla consiste en proporcionar una entrada y una salida directa. En caso de que esto no sea posible, se puede cambiar el trazado del cauce o recurrir a una alineación esviada. Figura (2 - 17)

Cuando se trata de alcantarillas que recogen el agua de las cunetas, se acostumbra a utilizar una alineación esviada de 30 grados con respecto a la perpendicular al eje de la carretera.

La pendiente ideal de una alcantarilla es aquella que no produzca ni sedimentación ni velocidades excesivas y erosión; y que a su vez, permita la menor longitud de la estructura. La pendiente mínima para evitar la sedimentación es del 0,5 %.

La longitud necesaria de una alcantarilla dependerá del ancho de la corona de la carretera, de la altura del terraplén, de la pendiente del talud, de la alineación y pendiente de la alcantarilla, y del tipo de protección que se utilice en la entrada y salida de la estructura (Figura 2 -18). La alcantarilla deberá tener una longitud suficiente para que sus extremos (entrada y salida) no queden obstruidos con sedimentos ni sean cubiertos por el talud del terraplén.

Figura 2 - 17

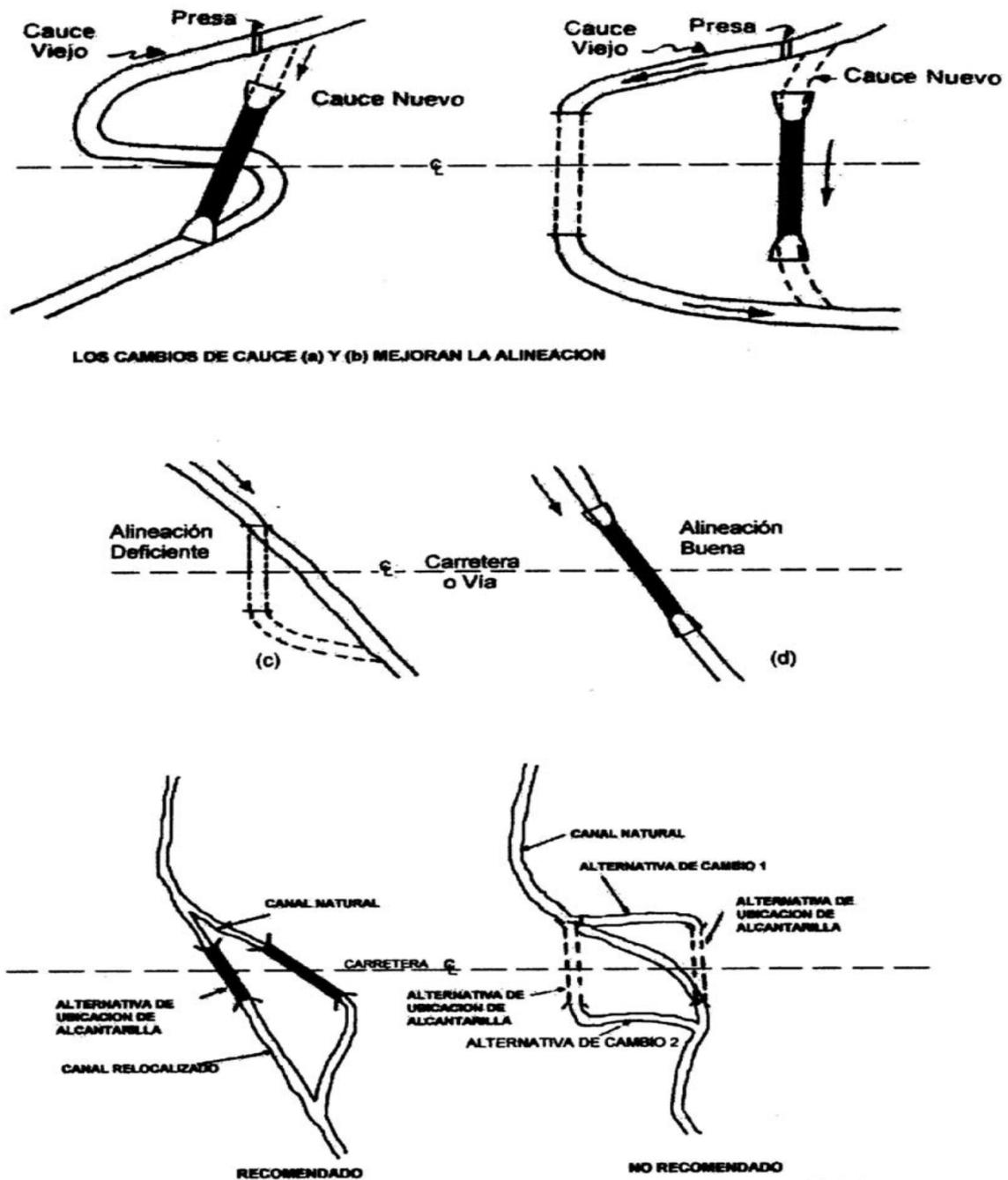


FIGURA IX.24 VARIAS FORMAS DE LOGRAR UNA ALINEACION CORRECTA DE ALCANTARILLAS

Fuente: Normas de diseño geométrico de carreteras M.T.O.P.

Figura 2 - 18

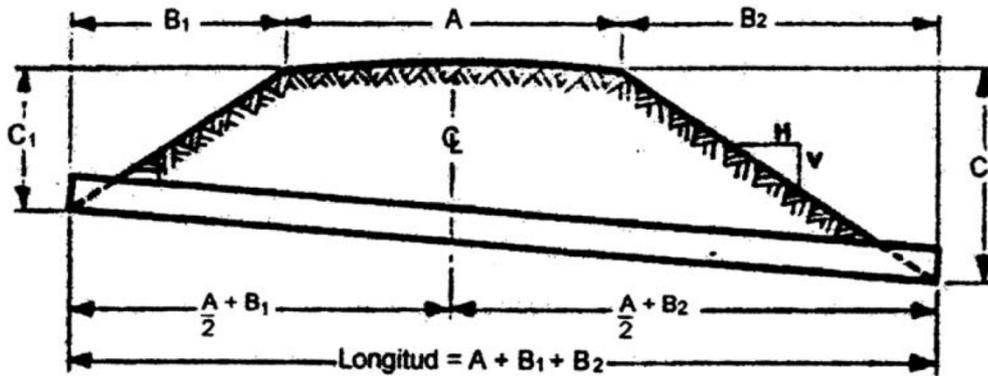
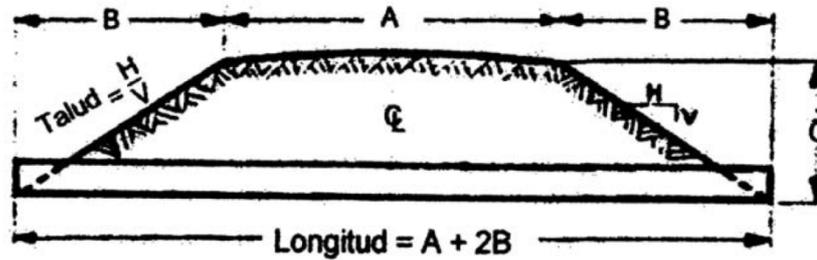


FIGURA IX.26 LONGITUD DE LA ALCANTARILLA

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

Las alcantarillas por lo general aumentan la velocidad de la corriente. Este es un aspecto que se deberá tomar en cuenta sobre todo a la salida de las mismas donde puede provocarse erosión. Si la velocidad de salida es muy alta debemos construir estructuras que eviten la erosión o disipen la energía de la corriente.

2.7.4. Diseño Hidráulico de Cunetas y Alcantarillas.-

Las cunetas en términos de la hidráulica son canales abiertos. Las alcantarillas cuando no trabajan completamente llenas también son canales abiertos. Para diseñar canales abiertos, primero necesitamos conocer el caudal que va a circular por el canal. Para esto hacemos uso de las herramientas que nos da la hidrología. Se necesita saber cual va a ser el caudal crítico; y éste se da cuando existe una precipitación máxima durante cierto periodo de retorno. Para estas obras el periodo de retorno que se utiliza es de 100 años. Con

periodo de retorno nos referimos al periodo de tiempo en el cual es más probable que se dé una precipitación de iguales características. El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología ha elaborado mapas, tablas y fórmulas por medio de métodos estadísticos para poder pronosticar las mayores precipitaciones que se darán en los diferentes periodos de retorno.

Para el cálculo de cunetas y de alcantarillas que recogen el agua de las cunetas se considera precipitaciones con una duración de 20 a 30 minutos.

Para calcular la intensidad de las precipitaciones recurrimos a las fórmulas que el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología ha elaborado para cada una de las 35 zonas de intensidades de precipitaciones en las que se ha dividido el país (Figura 2 - 19). La zona en la que se encuentra este proyecto es la zona 13; y la fórmula para calcular la intensidad de la precipitación de esta zona para una lluvia de 5 a 36 minutos de duración es:

$$I_{TR} = 76,96 * t^{-0,2953} * Id_{TR}$$

Fórmula 2 - 55

Fuente: Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología

Donde:

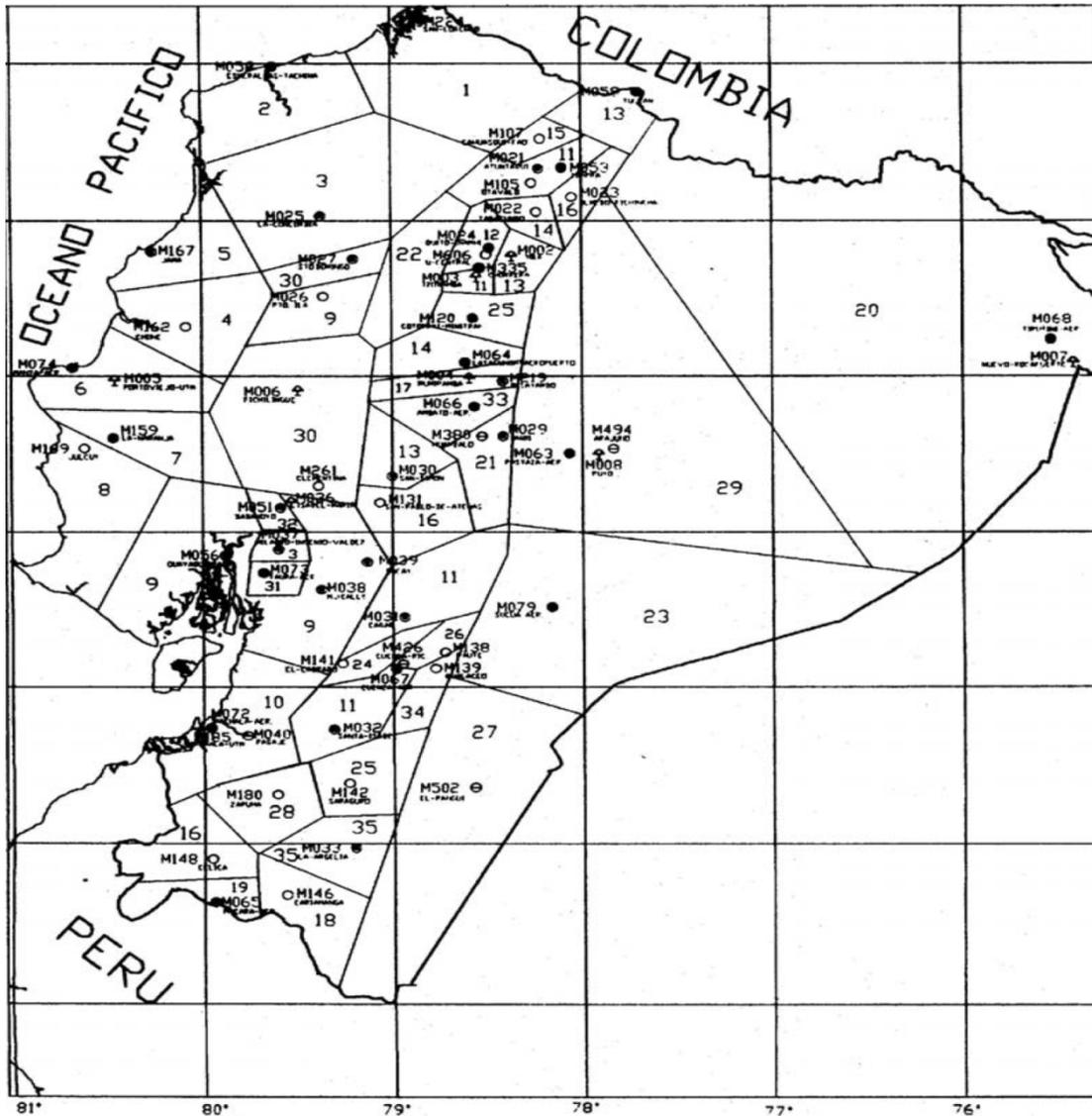
I_{TR} = Intensidad de la precipitación para un determinado periodo de retorno, mm/h.

t = Tiempo de duración de la lluvia, minutos

TR = Periodo de retorno

Id_{TR} = Intensidad diaria para un periodo de retorno, mm/h. (figura 2 - 20)

Figura 2 - 19



- SIMBOLOGIA**
- △ EST. AGROMET. PRINCIPAL
 - ⊙ EST. CLIMAT. PRINCIPAL
 - EST. CLIMAT. ORDINARIA
 - EST. PLUVIOGRAFICA
 - ⊖ EST. PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA DIRECCION DE HIDROLOGIA DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ZONIFICACION DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION		
MAPA N° 1 ELABORACION		MAYO 1999 APROBADO
DPTO HIDROMETRIA	ING LUIS RODRIGUEZ F JEFE DPTO. HIDROMETRIA	ING MILTON SILVA C DIRECTOR DE HIDROLOGIA

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

La $I_{d_{TR}}$ la hallamos mediante los mapas de isolíneas que el Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología ha creado para diferentes periodos de retorno. (Figura 2 - 20)

Conociendo ya la intensidad de la lluvia utilizamos la siguiente ecuación para calcular el caudal que ha tener nuestro canal abierto:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Fórmula 2 - 56

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

Donde:

Q = Caudal en m³/s.

C = Coeficiente de escorrentía. (cuadro 2-16)

I = Intensidad de la lluvia, mm/h.

A= Área de la cuenca en Ha.

El coeficiente de escorrentía depende de la naturaleza del suelo y del uso que se dé al suelo; y se lo presenta en la siguiente tabla:

Cuadro 2 - 16

TABLA IX.5 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA “C”

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C						
COBERTURA VEGETAL	TIPO SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPECIABLE
		50%	20%	5%	1%	
SIN VEGETACION	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	SEMIPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMIPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMEABLE	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
PASTOS VEGETACION LIGERA	IMPERMEABLE	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	SEMIPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	PERMEABLE	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA, GRAMA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMIPERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES DENSA VEGETACION	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMIPERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Notas:

Para zonas que se espera puedan ser quemada se deben aumentar los coeficientes así: Cultivos: multiplicar por 1,10; Hierba, Pastos y vegetación ligera. Bosques y densa vegetación: multiplicar por 1,30.

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

Una vez hallado el caudal de diseño utilizamos la ecuación de Manning para determinar si las dimensiones de nuestra cuneta o alcantarilla son capaces de conducir el caudal requerido; además es importante revisar que la velocidad del agua no provoque daños a las estructuras de drenaje (cuadro 2 - 17).

La ecuación de Manning la presentamos a continuación:

$$Q = \frac{1}{n} * (R^{2/3} * S^{1/2}) * A$$

Fórmula 2 - 57

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

Donde:

Q = Es el caudal , m3/s.

n = Coeficiente de rugosidad de la superficie del canal (cuadro 2 - 18)

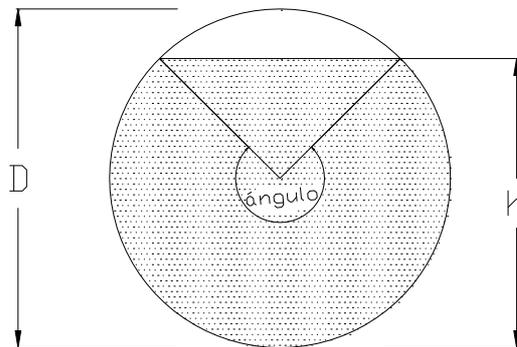
R = Radio hidráulico, que es el área dividida para el perímetro mojado, m.

S = Pendiente del canal en metros / metro.

A = Área de la sección de la corriente, m².

Para el diseño de las alcantarillas necesitaremos hallar los elementos geométricos de la sección en cuestión. Estos elementos son el área de la sección por donde circula el agua, y el perímetro mojado. A continuación presentamos una figura de la sección de una alcantarilla cilíndrica, señalando los elementos necesarios su cálculo hidráulico.

Figura 2 - 21
ELEMENTOS GEOMETRICOS DE LA
SECCION DE UNA ALCANTARILLA



Fuente: Materia de hidráulica

La fórmula para hallar el área de la sección es:

$$A = \frac{1}{8}(\theta - \text{sen}\theta)D^2$$

Fórmula 2 - 58
Fuente: Materia de hidráulica

Donde:

A= Área de la sección por donde circula el agua.

θ = Ángulo interno entre radios que limitan con la superficie del agua. (figura 2 -21)

D = Diámetro de la alcantarilla.(figura 2 -21)

La fórmula para hallar perímetro mojado es:

$$Pm = \frac{1}{2} \theta * D$$

Fórmula 2 - 59

Fuente: Materia de hidráulica

Donde:

Pm = Perímetro mojado.

θ =Ángulo interno entre radios que limitan con la superficie del agua. (figura 2 - 21)

D = Diámetro de la alcantarilla. (figura 2 - 21)

Cuadro 2 - 17

**TABLA IX.2 VALORES MAXIMOS DE VELOCIDADES NO
EROSIVAS EN CUNETAS**

MATERIAL	VELOCIDAD (m/seg)
Arenas finas y limos	0,40-0,60
Arcilla arenosa	0,50-0,75
Arcilla	0,75-1,00
Arcilla firme	1,00-1,50
Grava limosa	1,00-1,50
Grava fina	1,50-2,00
Pizarras suaves	1,50-2,00
Grava gruesa	2,00-3,50
Zampeados	3,00-4,50
Rocas sanas y hormigón	4,50-7,50

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

Cuadro 2 - 18

TABLA IX.6 COEFICIENTE DE RUGOCIDAD "n"

DESCRIPCION	"n"
TUBOS DE HORMIGON	0.012
Tubos de metal corrugado o tubos en arco:	
a) Simple o revestido	0.024
b) Solera pavimentada	0.019
Tubo de arcilla vitrificada	0.012
Tubo de hierro fundido	0.013
Alcantarilla de ladrillo	0.015
Pavimento asfáltico	0.015
Pavimento de hormigón	0.014
Parterre de césped	0.05
Tierra	0.02
Grava	0.02
Roca	0.035
Areas cultivadas	0.03-0.05
Matorrales espesos	0.07-0.14
Bosques espesos-poca maleza	0.10-0.15
Cursos de agua	
a) Algo de hierba y maleza-poco o nada de matorrales	0.03-0.035
b) Maleza densa	0.035-0.05
c) Algo de maleza-matorrales espesos a los costados	0.05-0.07

Fuente: Normas de diseño geométrico de Carreteras M.T.O.P

2.8. Capacidad Vial

Una carretera o camino funciona de una manera adecuada cuando la corriente de tránsito que circula por la vía se está moviendo a una velocidad razonable; es decir, cuando el flujo de tránsito es menor a la capacidad vial. En otras palabras un sistema vial funciona adecuadamente cuando la capacidad de la vía (oferta) es suficiente para alojar al flujo vehicular (demanda). Cuando el flujo vehicular se aproxima a la capacidad de la vía éste se torna inestable y la congestión se hace presente, produciendo bajos niveles de operación y servicio. Por el contrario, los mejores niveles de operación y servicio se logran cuando existen pocos vehículos circulando por la vía a velocidad de flujo libre.

En un estudio de capacidad de una vía se analizan dos aspectos : el primero es el aspecto cuantitativo; es decir, el volumen de tráfico que está circulando por el sistema y el segundo es el aspecto cualitativo, que es la calidad de servicio que está ofreciendo el sistema vial a los usuarios.

2.8.1. Concepto de Capacidad Vial.-

La capacidad de una estructura vial es el máximo número de vehículos que pueden pasar por un punto o sección uniforme de un carril o calzada durante un intervalo de tiempo dado, bajo las condiciones prevalecientes de la estructura vial, del tránsito y de los dispositivos de control.

2.8.2. Condiciones Prevalcientes.-

Las condiciones prevalecientes son condiciones que al variar modifican la capacidad de la vía. Como ya se mencionó son de tres tipos: Condiciones de la estructura vial, del tránsito y de los dispositivos de control.

Las condiciones de la estructura vial son las características físicas de la vía, como por ejemplo: el número de carriles, ancho de carriles, pendientes, ancho de espaldones, con o sin parterres, tipo de terreno, velocidad de diseño, etc. Las condiciones de tránsito se refiere a la distribución de tránsito y su composición en cuanto al tipo de vehículos. Las condiciones de los dispositivos de control se refiere a los semáforos y señales restrictivas.

2.8.3. Niveles de Servicio.-

Para medir la calidad del flujo vehicular se usa el concepto de niveles de servicio. Esta es una medida de la calidad de las condiciones operativas de un flujo vehicular y de la percepción de los motoristas o usuarios de la vía. El *Highway Capacity Manual* (HCM) ha establecido seis niveles de servicio denominados: A, B, C, D, E y F que van del mejor al peor.

Nivel de servicio A.- Representa una circulación a flujo libre. Los usuarios en forma individual están prácticamente exentos de la presencia de otros usuarios en la circulación. Poseen altísima libertad para seleccionar las velocidades deseadas y maniobrar dentro del tránsito. El nivel general de comodidad y conveniencia proporcionado por la circulación al usuario es excelente.

Nivel de servicio B.- Está dentro del rango de flujo estable; sin embargo, se empiezan a observar otros vehículos que circulan por la vía. La libertad de seleccionar la velocidad de circulación sigue siendo muy grande, aunque disminuye un poco la libertad

de maniobra con respecto al nivel de servicio A. El nivel de comodidad y conveniencia es algo menor que en el nivel de servicio A ya que la presencia de otros vehículos comienza a influir en el comportamiento individual de cada uno.

Nivel de servicio C.- Pertenece al rango de flujo estable, pero marca el comienzo del dominio en el que la operación de los vehículos individuales se ve afectada por la interacción con los demás vehículos. La selección de la velocidad se ve afectada por la presencia de otros y la libertad de maniobra comienza a ser restringida. El nivel de comodidad y conveniencia desciende notablemente.

Nivel de servicio D.- Representa una circulación de densidad elevada, aunque estable. La velocidad y libertad de maniobra quedan seriamente restringidas y el conductor experimenta niveles generales de comodidad y conveniencia bajos. Los pequeños incrementos de flujo generalmente ocasionan problemas de funcionamiento .

Nivel de servicio E.- El funcionamiento está en el límite o cerca del límite de su capacidad. La velocidad de todos se ve reducida a un valor bajo, bastante uniforme. La libertad de maniobra para circular es casi inexistente y se consigue forzando a los vehículos a ceder el paso. Los niveles de comodidad y conveniencia son bajísimos siendo muy elevada la frustración de los conductores. La circulación es inestable, debido a que pequeños aumentos de flujo o ligeras perturbaciones de tránsito producen colapsos.

Nivel de servicio F.- Representa condiciones de flujo forzado. Esta situación se produce cuando la cantidad de tránsito que se acerca a un punto excede la cantidad que puede pasar por él. En estos lugares se forman colas, donde la operación se caracteriza por la existencia de ondas de parada y arranque extremadamente inestables.

2.8.4. Criterios de Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio.-

Los factores externos que afectan el nivel de servicio, como son los factores físicos de la vía, pueden ser medidos a cualquier hora. Mientras que los factores internos, como el tráfico, por ser variables deben ser medidos durante el periodo de mayor flujo vehicular.

Una carretera durante el día puede experimentar todos los niveles de servicio. El volumen de flujo vehicular aumenta cuando los niveles de servicio van cambiando de A a B, luego a C, luego a D y finalmente a E, donde el tramo de la vía experimenta el mayor flujo vehicular que puede dar servicio; también llamado capacidad. Luego de esto en el nivel de servicio F el flujo vehicular que la vía puede dar servicio disminuye.

2.8.5. Volumen Hora de Diseño.-

Para el diseño de una vía y también para calcular el nivel de servicio de esta, utilizamos el volumen hora de diseño. En el transcurso del año existen 8760 horas, en las cuales el volumen vehicular que circula durante ellas varía. Estas variaciones del volumen vehicular en las horas del año se debe a que los hábitos de las personas van cambiando dependiendo de la hora, del día de la semana, del mes y de la época del año. Generalmente los días viernes hay mayor tráfico que en el resto de los días. También sucede lo mismo en el mes de diciembre donde, por lo general, hay mayor tráfico que en el resto de meses. Debido a esto, para hallar el volumen hora de diseño, ordenamos todos los volúmenes horarios vehiculares del año y los ordenamos de mayor a menor. Luego escogemos el treintavo mayor volumen horario del año y seleccionamos ese como el volumen hora de diseño.

Ya que obtener los volúmenes vehiculares de todas las horas del año no es un trabajo fácil, ni muchas veces práctico, se ha llegado a determinar el volumen hora de diseño en función del Tráfico Promedio Diario Anual (T.P.D.A.), dependiendo del tipo de carretera que se trate. En el caso de carreteras suburbanas, el volumen hora de diseño es aproximadamente el 10% del T.P.D.A.

$$\text{Volumen hora de diseño} = (0,1) \text{ TPDA}$$

Fórmula 2 - 60

Fuente: Ingeniería de Tráfico Cali y Mayor

2.8.6. Factor Hora Pico (FHP).-

La hora de mayor tráfico en el día es también llamada la hora pico. Así como en el transcurso del día existen variaciones en el volumen de tráfico, también en el transcurso de la hora pico existen variaciones del volumen de tráfico. Lo que generalmente se hace para hallar el FHP, es dividir a la hora pico en 4 periodos de 15 minutos cada uno y determinar los volúmenes de tráfico en cada periodo de 15 minutos. Luego tomamos el volumen vehicular de toda la hora pico y lo dividimos para el volumen vehicular mayor de todos los periodos de 15 minutos multiplicado por 4:

$$\text{FHP} = \text{Volumen hora pico} / (4 * \text{mayor volumen periodo de 15 min.})$$

Fórmula 2 - 61

Fuente: Ingeniería de Tráfico Cali y Mayor

2.8.7. Carretera de Dos Carriles.-

Una carretera de dos carriles es una vía sin división con dos carriles de circulación, cada uno para el tránsito en diferente sentido. Para pasar a un vehículo que está circulando más lento es necesario pasarse al carril opuesto, si es posible, para luego volver al carril propio una vez adelantado el vehículo. Por lo tanto, las posibilidades de adelantar por un lado dependen de las características geométricas de la vía y por otro lado de que el tráfico que viene en sentido contrario lo permita. Si la carretera está en terreno plano, generalmente las características geométricas harán que existan más zonas donde se puede adelantar. Por el contrario si la carretera está en terreno montañoso geoméricamente habrá menos zonas de rebase, debido a la menor presencia de rectas y la mayor presencia de curvas en la carretera. El volumen de tráfico en sentido contrario también influye en la capacidad de rebase. A medida que el tráfico en sentido contrario aumenta, las posibilidades de rebasar disminuyen. Además, a medida que aumenta el volumen de tráfico en el propio carril las necesidades de rebasar aumentan. Por lo tanto, la capacidad y nivel de servicio de esta vía dependentambién del volumen de tráfico y de la distribución direccional de éste.

En las carreteras de dos carriles hay dos aspectos que determinan la calidad de servicio de estas, y son : el porcentaje de tiempo perdido al seguir a un vehículo y la velocidad promedio de viaje.

El porcentaje de tiempo perdido en seguir a un vehículo es una medida de la libertad de maniobra, el confort y conveniencia en viajar. Este porcentaje es el tiempo perdido al no poder rebasar a un vehículo que circula más lento. La velocidad promedio de viaje refleja la movilidad en una carretera de dos carriles y es la longitud del tramo de la vía dividida para la velocidad promedio de todos lo vehículos que atraviesan la carretera en ambos sentidos, durante un intervalo de tiempo determinado.

2.8.7.1. Clasificación de las Carreteras de Dos Carriles.-

Para el análisis de capacidad vial, las carreteras de dos carriles se dividen en dos clases:

Clase I.- Estas son las carreteras de dos carriles en las cuales los conductores esperan viajar a velocidades relativamente altas. Esta clase de carreteras sirven frecuentemente para realizar viajes de larga distancia o para conectar carreteras o autopistas que sirven para viajes largos.

Clase II.- En estas carreteras de dos carriles los conductores no necesariamente esperan viajar a velocidades altas. Estas carreteras sirven como vías de acceso a carreteras de dos carriles Clase I, también suelen servir como rutas escénicas o recreacionales sin ser arterias primarias. Carreteras de Clase II suelen considerarse también aquellas que cruzan terrenos escarpados. Estas carreteras sirven por lo general para realizar viajes cortos.

Los niveles de servicio en las carreteras Clase I, están definidas en términos del tiempo perdido en seguir vehículos y en términos de la velocidad promedio de viaje. En el caso de las carreteras de Clase II la movilidad es menos crítica; por lo que sus niveles de servicio están definidos únicamente por tiempo perdido al seguir vehículos. Los conductores por lo general toleran niveles más altos de tiempo perdido en seguir vehículos en carreteras de Clase II que en carreteras de Clase I; ya que usualmente, las carreteras de Clase II sirven para viajes más cortos y de diferente propósito.

2.8.7.2. Cálculo del Nivel de Servicio para Carreteras de Dos Carriles Clase II.-

Para calcular el nivel de servicio de una carretera de dos carriles Clase II, como ya mencionamos, solo necesitamos calcular el porcentaje de tiempo perdido en seguir

vehículos. Los factores que afectan el tiempo perdido al seguir vehículos son: La pendiente del tramo vial; la composición del tráfico, es decir, el porcentaje de vehículos pesados; el volumen y distribución direccional del tráfico; y el porcentaje de zonas donde no es posible rebasar debido a la geometría de la vía.

Como plantea el *Highway Capacity Manual* (HCM), primero debemos hallar el factor de ajuste debido a la pendiente del tramo de estudio (F_g). Este factor se lo encuentra en el cuadro (2-19) y en el cuadro (2-20). Este factor representa la influencia que tiene la pendiente del terreno en el tiempo perdido al seguir vehículos. A continuación presentamos los dos cuadros mencionados:

Cuadro 2 - 19

EXHIBIT 20-8. GRADE ADJUSTMENT FACTOR (f_G) TO DETERMINE PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0-600	0-300	1.00	0.77
> 600-1200	> 300-600	1.00	0.94
> 1200	> 600	1.00	1.00

Fuente: Highway Capacity Manual

Cuadro 2 - 20

EXHIBIT 20-14. GRADE ADJUSTMENT FACTOR (f_G) FOR ESTIMATING PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (mi)	Grade Adjustment Factor, f_G		
		Range of Directional Flow Rates, v_d (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
≥ 3.0 < 3.5	0.25	1.00	0.92	0.92
	0.50	1.00	0.93	0.93
	0.75	1.00	0.93	0.93
	1.00	1.00	0.93	0.93
	1.50	1.00	0.94	0.94
	2.00	1.00	0.95	0.95
	3.00	1.00	0.97	0.96
	≥ 4.00	1.00	1.00	0.97
≥ 3.5 < 4.5	0.25	1.00	0.94	0.92
	0.50	1.00	0.97	0.96
	0.75	1.00	0.97	0.96
	1.00	1.00	0.97	0.97
	1.50	1.00	0.97	0.97
	2.00	1.00	0.98	0.98
	3.00	1.00	1.00	1.00
	≥ 4.00	1.00	1.00	1.00
≥ 4.5 < 5.5	0.25	1.00	1.00	0.97
	0.50	1.00	1.00	1.00
	0.75	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.50	1.00	1.00	1.00
	2.00	1.00	1.00	1.00
	3.00	1.00	1.00	1.00
	≥ 4.00	1.00	1.00	1.00
≥ 5.5 < 6.5	0.25	1.00	1.00	1.00
	0.50	1.00	1.00	1.00
	0.75	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.50	1.00	1.00	1.00
	2.00	1.00	1.00	1.00
	3.00	1.00	1.00	1.00
	≥ 4.00	1.00	1.00	1.00
≥ 6.5	0.25	1.00	1.00	1.00
	0.50	1.00	1.00	1.00
	0.75	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.50	1.00	1.00	1.00
	2.00	1.00	1.00	1.00
	3.00	1.00	1.00	1.00
	≥ 4.00	1.00	1.00	1.00

Fuente: Highway Capacity Manual

Los datos del cuadro (2-19) están en función del volumen de tráfico horario y del tipo de terreno en donde se emplaza la carretera. El cuadro (2-19) se lo utiliza cuando las gradientes del tramo de estudio son menores al 3%. Los datos del cuadro (2-20) están en función del flujo vehicular horario que hay en un sentido de la pendiente y de la longitud de la pendiente en millas. El cuadro (2-20) se utiliza cuando la gradiente del tramo vial es mayor al 3%.

Luego, en caso de haber vehículos pesados, hallamos un factor de ajuste por presencia vehículos pesados (F_{hv}); es decir, la influencia que tienen los vehículos pesados en el tiempo perdido siguiendo vehículos.

Después, estimamos el volumen de flujo vehicular de la carretera en los dos carriles (V_p) mediante la siguiente fórmula:

$$V_p = \frac{V}{FHP * F_g * F_{hv}}$$

Fórmula 2 - 62

Fuente: Highway Capacity Manual

Siendo:

V= Volumen hora de diseño.

FHP= Factor hora pico.

F_g = Factor de ajuste debido a la gradiente del tramo vial. (cuadro 2-19) (cuadro 2- 20)

F_{hv} = Factor de ajuste debido a la presencia vehículos pesados. (En caso de que no existan vehículos pesados este factor es igual a 1)

Para continuar el análisis, necesitamos conocer el dato de la distribución direccional del tráfico. La distribución direccional del tráfico es la manera como se distribuye el tráfico

total en porcentaje en cada dirección durante la hora pico. Una distribución direccional de 70 / 30 es una distribución bastante común en nuestras carreteras suburbanas. Esto quiere decir que el 70% del tráfico durante una hora pico circuló en un sola dirección y el restante 30 % en la otra. Esto es especialmente importante en carreteras de dos carriles, ya que las oportunidades de adelantamiento a vehículos están en función de los vehículos que viajan en sentido contrario.

Con el dato de la distribución direccional de tráfico hallamos el flujo de tráfico mayor en una sola dirección, multiplicando este dato en forma de fracción con el (V_p).

A continuación, hallamos el llamado porcentaje base del tiempo perdido al seguir vehículos (BPTSF); mediante la siguiente fórmula:

$$BPTSF = 100(1 - e^{-0.000879V_p})$$

Fórmula 2 - 63

Fuente: Highway Capacity Manual

Donde:

V_p = volumen de flujo vehicular de la carretera en ambos sentidos.

Luego procedemos a hallar el factor de ajuste por la distribución direccional del tráfico y por las zonas en las cuales no es posible adelantar vehículos ($f_{d'v}$). Ya hablamos sobre la distribución direccional de tráfico, en cuanto a las zonas en las cuales no es posible adelantar, se refiere a los lugares donde las características geométricas de la vía no permiten la operación de adelantamiento vehicular. Esta característica del tramo vial se la expresa en porcentaje; es decir, el porcentaje de la longitud total del tramo vial en el cual

no es posible adelantar. En las carreteras en terreno plano este porcentaje es menor; mientras que, en terrenos montañosos o escarpados este porcentaje es mucho mayor.

Para hallar el factor de ajuste por distribución direccional del tráfico y por las zonas en las cuales no es posible adelantar vehículos (f_{dir}) recurrimos a cuadro (2-21).

Cuadro 2 - 21

EXHIBIT 20-12. ADJUSTMENT ($f_{d/np}$) FOR COMBINED EFFECT OF DIRECTIONAL DISTRIBUTION OF TRAFFIC AND PERCENTAGE OF NO-PASSING ZONES ON PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY SEGMENTS

Two-Way Flow Rate, v_p (pc/h)	Increase in Percent Time-Spent-Following (%)					
	No-Passing Zones (%)					
	0	20	40	60	80	100
Directional Split = 50/50						
≤ 200	0.0	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
400	0.0	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
600	0.0	11.2	16.0	18.7	19.7	20.5
800	0.0	9.0	12.3	14.1	14.5	15.4
1400	0.0	3.6	5.5	6.7	7.3	7.9
2000	0.0	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
2600	0.0	1.1	1.6	2.0	2.3	2.4
3200	0.0	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
Directional Split = 60/40						
≤ 200	1.6	11.8	17.2	22.5	23.1	23.7
400	0.5	11.7	16.2	20.7	21.5	22.2
600	0.0	11.5	15.2	18.9	19.8	20.7
800	0.0	7.6	10.3	13.0	13.7	14.4
1400	0.0	3.7	5.4	7.1	7.6	8.1
2000	0.0	2.3	3.4	3.6	4.0	4.3
≥ 2600	0.0	0.9	1.4	1.9	2.1	2.2
Directional Split = 70/30						
≤ 200	2.8	13.4	19.1	24.8	25.2	25.5
400	1.1	12.5	17.3	22.0	22.6	23.2
600	0.0	11.6	15.4	19.1	20.0	20.9
800	0.0	7.7	10.5	13.3	14.0	14.6
1400	0.0	3.8	5.6	7.4	7.9	8.3
≥ 2000	0.0	1.4	4.9	3.5	3.9	4.2
Directional Split = 80/20						
≤ 200	5.1	17.5	24.3	31.0	31.3	31.6
400	2.5	15.8	21.5	27.1	27.6	28.0
600	0.0	14.0	18.6	23.2	23.9	24.5
800	0.0	9.3	12.7	16.0	16.5	17.0
1400	0.0	4.6	6.7	8.7	9.1	9.5
≥ 2000	0.0	2.4	3.4	4.5	4.7	4.9
Directional Split = 90/10						
≤ 200	5.6	21.6	29.4	37.2	37.4	37.6
400	2.4	19.0	25.6	32.2	32.5	32.8
600	0.0	16.3	21.8	27.2	27.6	28.0
800	0.0	10.9	14.8	18.6	19.0	19.4
≥ 1400	0.0	5.5	7.8	10.0	10.4	10.7

Fuente: Highway Capacity Manual

El cuadro (2-21) está en función de flujo vehicular horario en ambas direcciones, del porcentaje de zonas donde no es posible adelantar y de distribución direccional del tráfico en la carretera de dos carriles. Los valores de que nos entrega este cuadro están en porcentaje.

Finalmente para hallar el porcentaje de tiempo perdido al seguir vehículos (PTSF) recurrimos a la siguiente fórmula:

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np}$$

Fórmula 2 - 64

Fuente: Highway Capacity Manual

Con el PTSF procedemos a hallar el nivel de servicio de una carretera de dos carriles de Clase II, recurriendo al cuadro (2 - 22).

Cuadro 2 - 22

EXHIBIT 20-4. LOS CRITERIA FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS II

LOS	Percent Time-Spent-Following
A	≤ 40
B	> 40-55
C	> 55-70
D	> 70-85
E	> 85

Note:
LOS F applies whenever the flow rate exceeds the segment capacity.

Fuente: Highway Capacity Manual.

Si el nivel de servicio del tramo vial es mejor o igual al nivel de servicio D, el tramo vial se encuentra dentro de un nivel de servicio aceptable.

3. DISEÑO DE LAS VIAS DE ACCESO

3.1. Topografía y Características Físicas del Relieve

En este proyecto la topografía es un factor determinante en el trazado de la vía ya que ésta es de carácter montañoso escarpado. Las pendientes, por lo general, superan el 100 %. Por esta razón, debe considerarse todas la maneras posibles de reducir los cortes y rellenos. Con cortes y rellenos demasiado grandes los costos de construcción de la vía de acceso pueden echar abajo el proyecto de la urbanización. Como sugiere el M.T.O.P. es importante reducir en lo posible el ancho de la vía; sin embargo, esto no debe afectar negativamente la imagen de toda la urbanización. Los taludes son un factor crítico en cuanto al movimiento de tierras; no obstante, se debe anteponer la seguridad al factor económico. Se podría utilizar taludes muy verticales para evitar grandes cortes y rellenos; pero antes debemos asegurarnos que estos taludes se mantengan estables. Como se trata de un acceso a una urbanización se deberá colocar una o dos aceras peatonales. Además, deberíamos analizar la posibilidad de reducir el ancho de las aceras; ya que estas, por la ubicación de la urbanización, no van soportar un tráfico peatonal intenso. La utilización de muros de contención para los taludes de relleno puede también reducir la magnitud de cortes y rellenos; por lo que, debe analizarse su utilización.

3.2. Estudio de Tráfico

El M.T.O.P. en su manual “Normas de diseño geométrico de Carreteras”, clasifica las carreteras para su diseño en varios tipos dependiendo del T.P.D.A. que vayan a soportar al final de su vida útil. Por lo tanto, para diseñar las vías de acceso a “El Carmen”, es

necesario estimar el T.P.D.A. que existirá cuando la urbanización “El Carmen” esté completamente habitada.

3.2.1. Cálculo del T.P.D.A. para la Vía de Acceso a la Urbanización “El Carmen”.-

Para el cálculo del T.P.D.A. en este proyecto vamos a hacer uso de algunas herramientas mencionadas anteriormente.

Como por el momento no existe ninguna vía, es necesario calcular cuánto tráfico circulará por la vía cuando la urbanización este completamente llena y habitada.

Se planteó algunas alternativas; pero, la mejor por ser más cercana a la realidad es la de contar el número de vehículos que entran y salen en una urbanización de Cumbayá o Tumbaco que tenga las mismas características de la Urbanización “El Carmen”. Nos referimos a una urbanización direccionada para personas del mismo nivel económico, con tamaños de lotes similares, que sea urbanización cerrada, etc.

Luego debemos realizar el conteo manualmente de los vehículos que entran y salen de la urbanización un jueves, viernes y sábado . Es ideal que se realice el conteo vehicular durante las 24 horas de día pero por facilidad se decidió realizar el conteo desde las 6:00 hasta las 21:00 horas. Por medio de los factores de tráfico calculados con datos conseguidos en los peajes de Quito, transformamos el tráfico de estas 15 horas de conteo a tráfico diario. Luego por medio de los otros factores de tráfico obtenemos el valor del tráfico semanal, tráfico mensual y finalmente tráfico anual. Dividimos el tráfico anual para los 365 días del año y obtenemos el Tráfico Promedio Diario Anual (T.P.D.A.)

Por lo general las urbanizaciones cerradas que existen en la zona de Tumbaco tienen menos de 360 lotes; por lo que, luego de calcular el tráfico de la urbanización similar, es necesario hacer un ajuste por medio de una regla de tres para hallar el T.P.D.A. que tendrá el acceso a la urbanización “El Carmen.”

La urbanización que se escogió para el conteo vehicular es la urbanización “Santa Rosa” en Tumbaco. Esta urbanización reúne muchas características similares a la futura Urbanización “El Carmen”. “Santa Rosa” es una urbanización cerrada, está direccionada al mismo nivel económico, los tamaños de los lotes son bastante similares y se encuentra a una distancia parecida a los centros poblados. La urbanización “Santa Rosa” es relativamente pequeña ya que tiene solo 28 viviendas ocupadas.

Para conocer el T.P.D.A. de la urbanización Santa Rosa fue necesario hacer un conteo vehicular en la entrada a dicha urbanización durante 3 días; un jueves, viernes y sábado del mes de junio. El conteo se realizó durante 15 horas seguidas cada día anotando tanto el tráfico que entraba y que salía. Se anotó los resultados cada 15 min. Los resultados los presentamos en el siguiente cuadro:

CUADRO 3 - 1

CONTEO VEHICULAR EN LA URBANIZACIÓN "SANTA ROSA" TUMBACO. JUNIO 2010

JUEVES

	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	19:00	20:00	TOTAL
Número de VEHIC. ENTRA	10	10	4	1	7	4	11	10	14	10	12	8	15	12	15	143
SALE	6	8	14	8	11	5	7	5	15	13	8	8	7	8	6	129
TOTAL	16	18	18	9	18	9	18	15	29	23	20	16	22	20	21	272

VIERNES

	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	19:00	20:00	TOTAL
Número de VEHIC. ENTRA	3	4	7	10	3	7	9	10	13	12	7	9	15	15	15	139
SALE	11	15	12	11	8	4	4	5	13	9	8	9	10	5	11	135
TOTAL	14	19	19	21	11	11	13	15	26	21	15	18	25	20	26	274

SABADO

	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	19:00	20:00	TOTAL
Número de VEHIC. ENTRA	3	4	5	4	6	3	10	11	5	8	5	9	7	7	33	120
SALE	2	4	12	12	9	7	11	10	5	6	6	5	7	3	17	116
TOTAL	5	8	17	16	15	10	21	21	10	14	11	14	14	10	50	236

Para calcular T.P.D.A. de la urbanización “Santa Rosa” a partir de los datos presentados anteriormente, necesitamos hallar factores que nos permitan proyectar el tráfico de 15 horas de conteo a un tráfico diario, después el tráfico contado durante esos tres días a un tráfico semanal, luego a un tráfico mensual y por último a un tráfico anual. Teniendo el tráfico anual lo dividimos para los días de año y obtenemos el T.P.D.A.

Estos factores se los halla por medio de estaciones permanentes de conteo: en este caso específico recurrimos a los datos de la estación de peajes de la Autopista General Rumiñahui.

Para estimar el tráfico diario a partir del conteo, que se realizó desde las 6:00 hasta las 21:00 cada día, recurrimos a los datos del mencionado peaje. Con los datos del mes de junio del 2009, calculamos el porcentaje de vehículos que circulan desde las 21:00 hasta las 6:00 en los días jueves, viernes y sábado del mes de junio. Estos cálculos los presentamos en el siguiente cuadro:

CUADRO 3 - 2

Días	% de vehículos que circulan de 21:00 a 6:00 (jun/09)					% de vehículos que circulan desde 6:00 a 21:00
	Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4	Promedio	Promedio
Jueves	10,72	10,79	10,8	10,76	10,77	89,23
Viernes	12,82	12,36	13,05	12,83	12,77	87,24
Sábado	14,67	12,6	15,64	15,28	14,55	85,45

Fuente de datos: Peaje Autopista General Rumiñahui

Luego de obtener los porcentajes del cuadro anterior, utilizamos estos datos para estimar los volúmenes de tráfico que ingresan y salen de la urbanización “Santa Rosa” , durante 24 horas del día, en los días que se realizó el conteo. Los cálculos y resultados los presentamos en el siguiente cuadro:

CUADRO 3 - 3

CALCULO DEL VOLUMEN VEHICULAR DURANTE LAS 24 HORAS (URB.STA ROSA)				
Día	Número de vehículos que circulan de 6:00 a 21:00	% vehicular que circula desde las 6:00 hasta las 21:00	% vehicular que circula desde las 21:00 hasta las 6:00	Volumen total de vehículos que circulan las 24 horas

Habiendo obtenido el tráfico total diario del acceso a la urbanización “Santa Rosa” durante los 3 días de conteo vehicular, procedemos a estimar el tráfico semanal utilizando la misma metodología. Con los datos del peaje de la Autopista General Rumiñahui procedemos a hallar el porcentaje de tráfico que representa cada día, dentro de cada semana del mes de junio. Luego hallamos el promedio y obtenemos un porcentaje promedio de tráfico que representa cada día, dentro de una semana del mes de junio. En el siguiente cuadro mostramos los resultados:

CUADRO 3 - 4

CALCULOS DE LOS PORCENTAJES DE TRAFICO DIARIOS DENTRO DE LA SEMANA					
% de tráfico que representa cada día dentro de las semanas de jun-09					
Días de la semana	Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4	Promedio
Lunes	14,04	14,24	13,89	14,31	14,12
Martes	14,25	14,57	14,04	14,46	14,33
Miércoles	14,67	14,08	14,33	14,50	14,39
Jueves	15,33	14,65	14,48	14,83	14,82
Viernes	16,02	16,29	15,82	16,00	16,03
Sábado	14,73	13,97	15,05	14,66	14,60
Domingo	10,95	12,21	12,41	11,24	11,70
Total	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

Fuente de datos: Peaje Autopista General Rumiñahui

En el siguiente cuadro procedemos a hallar el porcentaje de tráfico que representa los días jueves, viernes y sábados, dentro de una semana del mes de junio. También hallamos el tráfico semanal de una semana de junio.

CALCULO DE TRAFICO SEMANAL (URB. STA ROSA)			
Día	% de tráfico en una semana prom (jun)	Sumas de %	Número total de vehículos
Lunes	14,12	42,84	845
Martes	14,33		
Miércoles	14,39		
Jueves	14,82	45,46	896
Viernes	16,03		

Hemos hallado el tráfico semanal, ahora continuamos con la estimación del tráfico mensual.

El mes de junio tiene 30 días y teniendo en cuenta que una semana tiene 7 días, el mes de junio tiene 4,29 semanas. Por lo tanto para hallar el tráfico del mes de junio solo debemos multiplicar el tráfico semanal calculado por el número de semanas de junio que son 4,29. Tenemos que:

$$\text{Tráfico del mes de junio (Urb. Sta. Rosa)} = 1972 * 4,29 = 8450 \text{ veh.}$$

Teniendo el tráfico del mes de junio procedemos a hallar el tráfico anual. Para esto utilizamos los datos de Peaje de la Autopista a los Chillos. Hallamos el peso que tiene cada mes en el tráfico anual y así estimamos el tráfico de cada mes, y del año; en base al tráfico del mes de junio. Estos cálculos se muestran en el siguiente cuadro:

CUADRO 3 - 6

CALCULO DEL TRÁFICO ANUAL (URB. STA ROSA)			
Mes	% tráfico por mes	% acumulado	# de vehiculos
Enero	7,76	39,25	40018
Febrero	7,21		
Marzo	8,08		
Abril	7,83		
Mayo	8,38		
Junio	8,29	8,29	8450
Julio	8,51	52,46	53476
Agosto	8,20		
Septiembre	8,73		
Octubre	9,00		
Noviembre	8,88		

Teniendo el tráfico anual, solamente lo dividimos para el número de días del año y hallamos el T.P.D.A. de la urbanización Santa Rosa.

$$\text{T.P.D.A. (Urb. Sta. Rosa)} = 101944/365 = 279 \text{ veh.}$$

Si la urbanización “Santa Rosa” tiene 28 casas y la urbanización “El Carmen” llegaría a tener 360 casas; hallamos el T.P.D.A. en función del número de viviendas que la urbanización “El Carmen” tendrá cuando esté completamente habitada.

CUADRO 3 - 7

CALCULO T.P.D.A. ACCESO A URB. EL CARMEN

Urbanización	# casas	TPDA
Santa Rosa	28	279
El Carmen	360	3591

3.2.2. Análisis de los Resultados Obtenidos.-

El Tráfico Promedio Diario Anual (T.P.D.A.) estimado para la urbanización “El Carmen” es de 3591 vehículos. Esto quiere decir que, según el manual de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P., que el T.P.D.A. de esta carretera corresponde a una vía (Clase I, absoluta). Las carreteras que tienen un T.P.D.A. que varía desde los 3000 vehículos hasta los 8000 vehículos son carreteras Clase I.

Ahora, las características geométricas de las vías (Clase I, montañoso, absoluta) son imposibles de aplicar en un terreno tan escarpado como lo es las laderas de las quebradas que rodean los terrenos de la hacienda “El Carmen”.

Se intentó luego diseñar el acceso con las características geométricas de una vía (Clase II, montañoso, absoluta); las cuales, son mucho menos exigentes que las de (Clase I, montañoso, absoluta). Aun así, estas características geométricas no pudieron adaptarse a la escarpada topografía del terreno sin producir cortes y rellenos exageradamente grandes. Luego se probó diseñar una carretera con las características geométricas de una vía (Clase III, montañoso, absoluta). Una vía con estas características sí logró adaptarse en la mayoría del trazado a la topografía del terreno; aunque, en algunos sectores los cortes eran grandes no lo eran en extremo. Por esta razón, se llegó a la conclusión que, dentro de estas características topográficas debíamos diseñar una vía (Clase III, montañoso, absoluta). La geometría de una vía (Clase III, montañoso, absoluta), si sería posible adaptarla al terreno de la zona. Aunque, si diseñamos una vía Clase III estaríamos fuera de lo que la normativa del M.T.O.P. señala para vías con esa cantidad de T.P.D.A.; entonces necesitaríamos justificar esa decisión.

Se estudió algunas alternativas para justificar el diseño de una carretera Clase III con ese TPDA tan alto; y la mejor alternativa fue realizar un estudio de Capacidad Vial. Este estudio nos permite conocer el nivel de servicio y capacidad que tiene una vía; es decir, la cantidad y calidad de servicio que ofrece la vía a sus usuarios. En el caso de que, haciendo este estudio, la vía no cumpliera con un nivel de servicio aceptable, podríamos realizar alguna modificación geométrica a la carretera para mejorar su nivel de servicio. Por lo tanto, se realizó el diseño pre-preliminar de varias alternativas con las características de una vía (Clase III, montañoso, absoluta) y posteriormente se realizó el estudio de capacidad de la alternativa más crítica.

3.3. Estudio de Capacidad Vial

En este estudio vamos a determinar el nivel de servicio que está brindando una carretera para el tráfico que está circulando por ella. Ya tenemos el T.P.D.A. ahora, debemos hallar el volumen hora de diseño, que es el volumen con el cual se realizan los estudios de capacidad vial.

Para carreteras sub-urbanas el volumen hora de diseño es aproximadamente el 10% de su T.P.D.A. Por lo tanto, tenemos que:

$$\text{Volumen hora de diseño} = 0,1 * 3591 = 359 \text{ vehículos/hora.}$$

La carretera que estamos diseñando es una carretera Clase II, según el Highway Capacity Manual (H.C.M.); ya que esta reúne las características descritas para este tipo de carretera. Entre ellas: es una vía de corto recorrido, es una vía colectora y cruza terreno escarpado.

Debido a que esta es una vía de Clase II según el H.C.M., lo que define su nivel de servicio es el porcentaje de tiempo perdido en seguir vehículos. Para calcular este porcentaje necesitamos algunos datos adicionales.

Entre ellos está la distribución direccional del tráfico durante la hora pico. La distribución direccional del tráfico durante la hora pico de la urbanización “Santa Rosa” varió en cada día cuando se realizó el conteo. El día jueves fue de 48/52, el viernes fue de 57/42 y el sábado fue de 66/34. En la Autopista General Rumiñahui los valores de la distribución direccional durante la hora pico se mantiene casi invariables; todos se mantienen en 70/30 o muy cercanos a este valor. Decidí utilizar este valor ya que es mucho más crítico que los valores hallados en la urbanización “Santa Rosa”.

Otro dato necesario es el factor hora pico (F.H.P). Este factor lo se halló en base a los conteos realizados en la urbanización “Santa Rosa”. Su cálculo lo presentamos a continuación:

CUADRO 3 - 8

Jueves					
Periodos de tiempo		Volumenes	(VPH)		
14:15	14:30	7	28	FHP	0,875
14:30	14:45	9	36		
14:45	15:00	9	36		
15:00	15:15	10	40		
14:15	15:15	35			
Viernes					
Periodos de tiempo		Volumenes	(VPH)		
14:15	14:30	6	24	FHP	0,70833
14:30	14:45	10	40		
14:45	15:00	6	24		
15:00	15:15	12	48		
14:15	15:15	34			
Sábado					
Periodos de tiempo		Volumenes	(VPH)		
20:00	20:15	15	60	FHP	0,83333
20:15	20:30	11	44		
20:30	20:45	10	40		
20:45	21:00	14	56		
20:00	21:00	50			

El FHP del día viernes de 0,7 es el más crítico; ya que, un menor valor del factor representa un flujo más inestable. Debido a esto, tomamos este valor como nuestro dato.

$$FHP = 0,7$$

Otro dato necesario es el porcentaje de vehículos pesados con respecto al total de vehículos que circularan por la vía. En este caso como se trata de una urbanización netamente residencial, el número de vehículos pesados que circularán será tan bajo que se lo puede despreciar.

Otro dato necesario es el porcentaje de zonas en las que no es posible adelantar a vehículos. De acuerdo a los diseños de las varias vías alternativas para el acceso al “El Carmen”, podemos observar que existen aproximadamente en cada carretera un 80% de zonas donde no es posible rebasar a vehículos.

Otro dato indispensable para realizar el cálculo del nivel de servicio es la longitud del tramo de estudio. Se realizó el prediseño de 4 alternativas de vías de acceso y cada alternativa tiene dos tramos uno de bajada al puente y otro de subida del puente. La longitud de estos tramos varía desde 550 metros hasta 1450 metros. La longitud más crítica para calcular la influencia de la pendiente en la capacidad vial es la de 1450 metros, y este dato es el que vamos a utilizar.

A continuación vamos a calcular el porcentaje de tiempo perdido al seguir vehículos, que es el que define el nivel de servicio de este tipo de carreteras.

3.3.1. Cálculo del Tiempo Perdido al Seguir Vehículos.-

Primero hallamos el factor de ajuste debido a las pendientes del tramo vial en análisis. Como las pendientes de los tramos de las vías que se diseñó son del 10% aproximadamente utilizamos el cuadro (2 - 20).

$$F_g = 1$$

El factor de ajuste por vehículos pesados es 1 ya que se considera que no hay vehículos pesados.

$$F_{hv} = 1$$

Después estimamos el volumen de flujo vehicular de la carretera en los dos carriles (Vp) mediante la fórmula (2 - 62)

$$Vp = \frac{V}{FHP * Fg * Fhv}$$

$$Vp = \frac{359}{0,70 * 1 * 1}$$

$$Vp = 315$$

A continuación hallamos el flujo de tráfico en una sola dirección, mayor; multiplicando (Vp) por la distribución direccional de tráfico en forma de fracción.

$$\text{Mayor flujo de tráfico direccional} = 315 * 0,7 = 221 \text{ veh\u00edculos.}$$

A continuaci\u00f3n, hallamos el llamado porcentaje base del tiempo perdido al seguir veh\u00edculos (BPTSF) mediante la f\u00f3rmula (2 - 63):

$$BPTSF = 100(1 - e^{-0,000879Vp})$$

$$BPTSF = 100(1 - e^{-0,000879 * 315})$$

$$BPTSF = 24,19\%$$

Luego procedemos a hallar el ajuste por la distribuci\u00f3n direccional del tr\u00e1fico y por las zonas en las cuales no es posible adelantar veh\u00edculos ($f_{d/np}$). Recurrimos para esto al Cuadro (2 - 21).

$$f_{d/np} = 23,90\%$$

Finalmente para hallar el porcentaje de tiempo perdido al seguir veh\u00edculos (PTSF), recurrimos a la f\u00f3rmula (2- 64).

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np}$$

$$PTSF = 24,19 + 23.90 = 48.09\%$$

Con el PTSF procedemos a hallar el nivel de servicio de una carretera de dos carriles de Clase II recurriendo al cuadro (2 - 22). Según este cuadro, el porcentaje de tiempo perdido corresponde a un nivel de servicio **B**. El nivel de servicio B está dentro del rango entre 40 % y 55% del PTSF. Este es un nivel de servicio muy aceptable para la hora de mayor demanda.

Con esto queda demostrado que una carrera (Clase III, montañoso, absoluta) según las normas de M.T.O.P., puede brindar un buen servicio a un volumen de 359 vehículos por hora, que es el volumen de la hora de diseño.

3.4. Características Geométricas de las Vías a Diseñarse.

Como ya se mencionó anteriormente, se va a diseñar una carretera con las características geométricas de una vía clase III, montañoso, absoluta según el M.T.O.P.

A continuación vamos a señalar los elementos de la carretera y cada uno de sus valores con los que realizaremos el diseño vial.

3.4.13

3.4.2. Alineamiento Horizontal.-

El alineamiento horizontal consta de rectas y curvas. Las tangentes intermedias mínimas son longitudes mínimas de las rectas. Utilizando las fórmulas (2 - 43), (2 - 44), (2 - 45), y el cuadro (2 - 8), respectivamente para cada caso, obtenemos los siguientes resultados:

- Circular - Circular : 49,33 m

- Espiral - Espiral: 40 m
- Mixto: 44,67 m.

La tangente intermedia mínima, no obstante, en algunos casos no se la cumplirá debido a las características topográficas especiales de la zona. Como es una zona sumamente escarpada, para reducir los cortes, es necesario que la vía se adapte lo mejor posible a las curvas naturales del terreno; obligando, en ocasiones, a no considerar la tangente intermedia mínima en el diseño de la vía.

Las curvas horizontales es el otro elemento del diseño horizontal. Para una vía de Clase III, montañoso, absoluta los radios mínimos de curvatura son:

Curvas Espirales : 42 metros. (cuadro 2 – 4)

Curvas Circulares: 60 metros. (cuadro 2 – 5)

Otros elementos de que influyen en el alineamiento horizontal son el peralte y el sobreebanco. El peralte máximo que se utiliza para vías pavimentadas de Clase III es del 10 %. Con respecto al sobreebanco, se utiliza la fórmula (2 – 46) para calcularlo y depende, entre otras cosas, del radio de la curva.

3.4.3. Alineamiento Vertical.-

La gradiente longitudinal máxima para una vía Clase III (absoluta) en terreno montañoso es del 9% (cuadro 2 – 9). Para longitudes menores a 500 metros, en terreno montañoso, se puede aumentar la gradiente en un 2%. La gradiente longitudinal mínima es del 0,5%.

Para el diseño y cálculo de las curvas verticales se requiere conocer el coeficiente K. Para una carretera con una velocidad de diseño de 40 Km/h los coeficientes K son los siguientes:

- Para curvas cóncavas: $K = 6$ (cuadro 2 - 10)
- Para curvas convexas: $K = 4$ (cuadro 2 - 11)

3.4.4. Sección Transversal.-

Las dimensiones de los elementos de la sección transversal de una carretera Clase III (absoluta) en terreno montañoso son las siguientes:

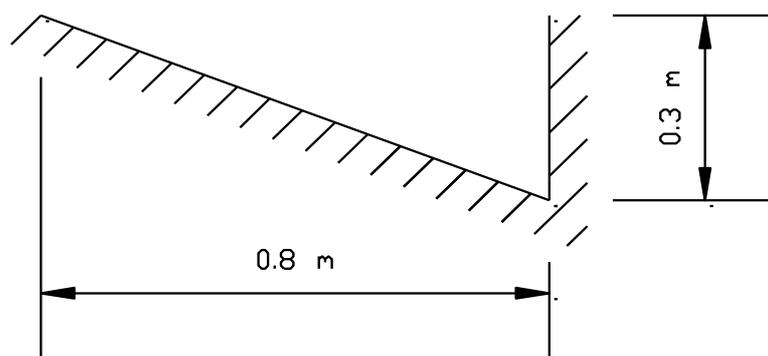
- Ancho de la calzada: 6 metros. (cuadro 2 - 13)
- Ancho del espaldón: 0,5 metros. (cuadro 2 - 14)
- Gradiente transversal de bombeo para la calzada: 2% (cuadro 2 - 12)

En el presente proyecto se decidió aumentar el ancho de la calzada a 7 metros para facilitar la circulación vehicular. También se decidió eliminar el espaldón para que los cortes y rellenos no aumenten. Una de las funciones del espaldón es servir de espacio de estacionamiento eventual para los vehículos. Como este acceso es una vía de corta longitud, no será muy necesario contar con un espacio para estacionar los vehículos.

Además, en ambos lados de la vía se utilizará una cuneta de sección triangular de 80 cm de ancho por 30 cm de profundidad como se indica en la siguiente figura:

FIGURA 3 - 1

DIMENSIONES DE LA CUNETA (TIPO)

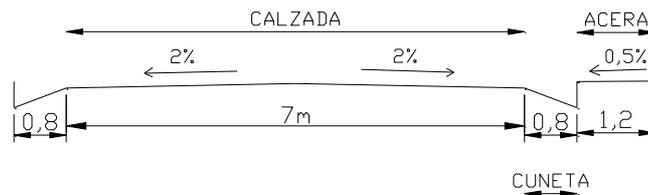


Más adelante cuando hablemos del drenaje vial, vamos a justificar las dimensiones y el tipo de cuneta que estamos utilizando en el proyecto.

Adicionalmente, se colocará una acera de 1,20 metros de ancho al lado del talud de corte con una pendiente transversal de 0,5% para permitir el drenaje hacia la cuneta. En las normas del M.T.O.P. se indica que en caso de que haya bastante tráfico peatonal deberá usarse dos aceras completas de 1,20 metros de ancho. En este caso como el tráfico peatonal esperado es bajo, una sola acera será suficiente.

FIGURA 3 - 2

SECCION TRANSVERSAL (TIPICA)



3.4.5. Taludes.-

Los taludes que vamos a utilizar para el diseño son los siguientes:

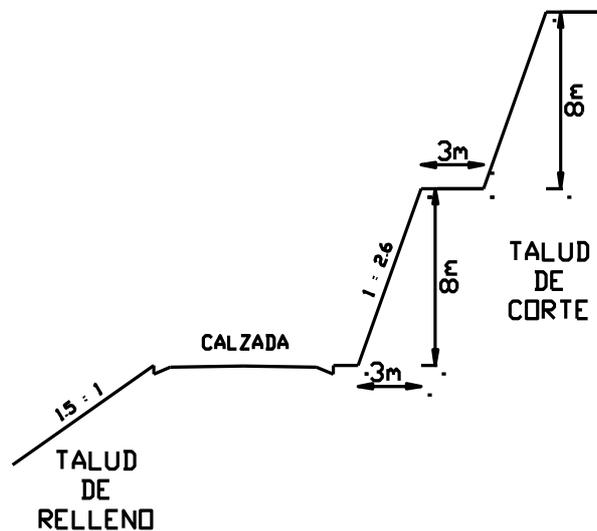
Talud de corte: Talud de (1: 2,6). Utilizando bermas cada 8 metros de altura del talud. Las bermas tendrán tres metros de ancho y un canal de sección cuadrada, en su centro, de 1 metro por 1 metro. Las dimensiones de este talud son el resultado de los estudios realizados por la Asociación Astec- F. Romo Consultores- Leon&Godoy, en el diseño de la Ruta Sur al nuevo aeropuerto de Quito. El tipo de suelo referido en ese estudio es el mismo del presente proyecto: estratos de limos arenosos de plasticidad media a baja (cangahuas) y capas blancas de gravas de piedra pómez (lapili). El documento, de la

Asociación Astec - F. Romo Consultores- Leon&Godoy que se refiere al diseño y método constructivo de este talud de corte, está adjuntado en los anexos de este proyecto.

Talud de relleno: Vamos a utilizar un talud de (1,5 :1) . Este talud está indicado en el Cuadro (2- 15). Como se menciona en el texto Ingeniería de Carreteras de Clarkson : “Los terraplenes de altura usual quedan seguros con taludes de 1,5 : 1.”

FIGURA 3 - 3

TALUDES DEL PROYECTO



Por la topografía de la zona del proyecto, en mayoría de casos, un talud de relleno (1,5 : 1) no puede sostenerse sobre el terreno natural ya que la inclinación del terreno es casi siempre mayor. En estos casos podemos utilizar muros de contención para sostener los rellenos.

3.4.6. Drenaje Vial.-

Dentro del drenaje vial están las pendientes transversales y longitudinales de la vía. Ya mencionamos anteriormente los valores que vamos a utilizar para estas pendientes en el diseño vial. Otros elementos del drenaje vial son las cunetas y alcantarillas.

A continuación vamos a presentar los criterios utilizados para el diseño de la cuneta tipo del proyecto:

- Como las cunetas se colocarán a ambos lados de la vía estas deberán ser lo más angostas posible para evitar que los cortes y rellenos de la vía aumenten demasiado.
- Una cuneta de sección triangular, como la utilizada en el proyecto, aumenta la capacidad vial. Ya que, ayuda a que los vehículos circulen a una mayor velocidad por la sensación de seguridad que brinda la diferencia relativamente pequeña entre la pendiente transversal de la vía y la de la pared interior de la cuneta.
- Se colocaran alcantarillas que recojan el agua de las cunetas o de otros causes, máximo a cada 150 metros. Por esta razón, no se requiere cunetas de secciones transversales muy grandes.

En cuanto a las alcantarillas, a continuación vamos a presentar los criterios utilizados en el diseño de las mismas:

- La gran mayoría de alcantarillas servirán para drenar el agua proveniente de las cunetas. Unas pocas servirán para conducir el agua eventual de unas pequeñas quebradas, normalmente secas, que cruzan la vía.
- Se colocarán alcantarillas que recojan el agua de las cunetas o de otros causes, máximo cada 150 metros.
- Las alcantarillas que recojan el agua de las cunetas se colocarán en alineación esviada 30 grados con respecto a la perpendicular al eje de la vía.
- Se colocarán alcantarillas cilíndricas de acero corrugado del diámetro requerido para conducir el caudal de diseño.

3.4.6.1. Diseño Hidráulico de las Cunetas y Alcantarillas.-

Para determinar las dimensiones de las cunetas y alcantarillas primero vamos a determinar el caudal máximo que tendrá que circular por dichas estructuras. Para esto calculamos la intensidad de precipitación máxima que se dará en cierto periodo de retorno. Para el diseño de estos sistemas de drenaje se utiliza un periodo de retorno de 100 años. También vamos a considerar una precipitación de 25 minutos de duración que está dentro de lo recomendable para el diseño de estos elementos.

A continuación utilizamos la fórmula (2 - 55) correspondiente a la zona 13 de intensidades de precipitación de nuestro país:

$$I_{TR} = 76,96 * t^{-0,2953} * Id_{TR}$$

Donde:

I_{TR} = Intensidad de la precipitación para un determinado periodo de retorno en mm./h

t = Tiempo de duración de la lluvia en minutos

TR= Periodo de retorno

Id_{TR} = Intensidad diaria para un periodo de retorno en mm/h

La Id_{TR} la hallamos mediante los mapas de isolíneas que el Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología ha creado para diferentes periodos de retorno (figura 2 - 20).

La Id_{TR} para la zona del proyecto es de 4

$$I_{TR} = 76,96 * 25^{-0,2953} * 4$$

$$I_{TR} = 118,99 \text{ mm/h.}$$

Conociendo ya la intensidad de la lluvia utilizamos la siguiente ecuación (fórmula 2-56) para calcular el caudal que va a tener nuestro canal abierto:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde:

Q = Caudal en m³/s.

C = 0,70 = Coeficiente de escorrentía. De el cuadro(2-16) (sin vegetación, semipermeable, pendiente pronunciada)

I = 118,99 mm/h = Intensidad de lluvia.

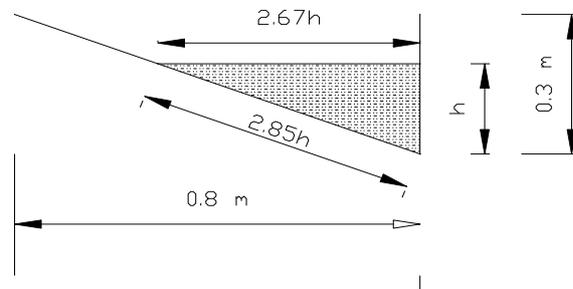
A = 2 Ha. Área de la cuenca. Considerando los 150 metros de carretera, taludes y laderas que desaguan a la cuneta y luego a la alcantarilla.

$$Q = \frac{0,70 * 118,99 * 2}{360}$$

$$Q = 0,4627 \text{ m}^3/\text{s}$$

A continuación vamos a determinar si la cuneta del proyecto tiene capacidad para conducir un caudal de 0,4627 m³/s. Para esto utilizamos la ecuación de Manning (fórmula 2-57) y la adaptamos a la sección de la cuneta tipo.

FIGURA 3 - 4
 ALTURA DE AGUA EN LA
 CUNETETA



Dejamos la ecuación de Manning en función h (la altura de agua en la cuneta tipo), de S (pendiente del canal) y de n (el coeficiente de rugosidad):

$$Q = \frac{0,6588 * h^{8/3} * S^{1/2}}{n}$$

Luego despejamos h :

$$h = \left(\frac{Q * n}{0,6588 * \sqrt{S}} \right)^{3/8}$$

Siendo $n = 0,014$ por tratarse de una cuneta de hormigón (cuadro 2 - 18), y siendo $S = 0,1$ debido a que esta es la pendiente de la carretera por metro; procedemos a calcular el valor de h :

$$h = \left(\frac{0,4627 * 0,014}{0,6588 * \sqrt{0,1}} \right)^{3/8}$$

$$h = 0,2721$$

La altura de la cuneta es $0,30$ por lo que el agua no rebasaría lo bordes de la misma.

Luego calculamos la velocidad que tendrá el agua, y así comprobamos que esta no erosioné las paredes de la cuneta. Utilizamos la siguiente fórmula:

$$v = \frac{Q}{A}$$

siendo el $A = 0,0988 \text{ m}^2$, tenemos que:

$$v = \frac{0,4627}{0,0988} = 4,68 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Según el cuadro (2 - 17) la velocidad del agua no erosiva para el hormigón varía entre 4,5 m/s y 7,5 m/s, dependiendo de la calidad del hormigón. El valor hallado se encuentra prácticamente en el límite de la velocidad erosiva para un hormigón de mala calidad; sin embargo, este es un valor aceptable.

A continuación vamos a determinar las dimensiones requeridas para que una alcantarilla cilíndrica conduzca eficientemente un caudal de 0,4627 m³/s.

Para determinar las dimensiones y características de la alcantarilla usamos el método de prueba y error; dimos valores a la ecuación de Manning (fórmula 2 - 57) , y hallamos unas dimensiones y características adecuadas.

Determinamos que una alcantarilla cilíndrica de acero corrugado, de 1,20 metros de diámetro con una pendiente del 6%, conduciría cómodamente un caudal de 0,4627 m³/s, que es el caudal de diseño. La altura que alcanzaría el agua, en estas condiciones, dentro de la alcantarilla sería de 0,885 metros . Por geometría el ángulo interno θ sería de 4,1315 radianes. (figura 2 - 21)

Para demostrar la validez de estos datos primero calculamos el área de la sección transversal por la cual circularía el agua. La fórmula para calcularla es (fórmula 2 - 58):

$$A = \frac{1}{8}(\theta - \text{sen}\theta)D^2$$

Donde:

A= Área de la sección por donde circula el agua.(metros cuadrados)

$\theta = 4,1315 =$ Ángulo interno entre radios que limitan con la superficie del agua. (radianes)

D = 0,885 = Diámetro de la alcantarilla. (metros)

$$A = \frac{1}{8} * (4,1315 - \text{sen}(4,1315)) * 1,20^2$$
$$A = 0,894m^2$$

Luego calculamos el perímetro mojado. La fórmula para hallar el perímetro mojado es la fórmula (2 - 59):

$$Pm = \frac{1}{2} \theta * D$$

Donde:

Pm = Perímetro mojado.(metros)

$\theta = 4,1315 =$ Ángulo interno entre radios que limitan con la superficie del agua. (radianes)

D = 1,20= Diámetro de la alcantarilla.(metros)

$$Pm = \frac{1}{2} * 4,1315 * 1,20$$
$$Pm = 2,479m$$

Luego de esto, calculamos el radio hidráulico (R) que es igual al área de la sección transversal por donde circula el agua dividida para el perímetro mojado:

$$R = \frac{A}{Pm} = \frac{0,894}{2,497}$$
$$R = 0,36m$$

Luego utilizamos la ecuación de Manning (fórmula 2 - 57) para comprobar que las características y dimensiones de la alcantarilla son correctas.

$$Q = \frac{1}{n} * (R^{2/3} * S^{1/2}) * A$$

Donde:

Q = Es el caudal.

n = 0,24 = Coeficiente de rugosidad de la superficie del canal (tabla 2 - 18). En este caso la superficie del canal es acero corrugado.

R = 0,36 = Radio hidráulico que es el área dividida para el perímetro mojado. (metros).

S = 0,06 = 6% = Pendiente del canal en metros / metro.

A = 0,894 = Área de la sección de la corriente. (metros cuadrados)

$$Q = \frac{1}{0,24} * (0,36)^{2/3} * (0,06)^{1/2} * 0,894$$
$$Q = 0,462 \frac{m^3}{s}$$

El caudal calculado es igual al caudal de diseño. Esto quiere decir que una alcantarilla de 1,20 metros de diámetro en estas condiciones podría conducir un caudal de 0,462 m³/s y el agua se elevaría a una altura de 0,89 metros. Existe un margen de 30 cm de holgura para cualquier eventualidad como por ejemplo si la alcantarilla reduce su sección por sedimentos que han ingresado a esta.

3.5. Criterios para el Diseño Vial.

Para el acceso a los terrenos de la futura urbanización “El Carmen” se realizará un diseño pre-preliminar de cuatro alternativas en escala 1:5000. Luego se escogerá las dos alternativas mejores y se realizará un diseño preliminar de las mismas en escala 1:1000. A

continuación vamos a indicar los criterios que se utilizará para diseñar las diferentes rutas de acceso.

Criterios para el diseño de las rutas de acceso a El Carmen:

- Seleccionar lugares ideales para el cruce del río.
- Identificar lugares donde el río se encañona , para poder cruzarlo con un puente relativamente corto.
- Identificar lugares donde el curso del río sea estable. Donde el río fluya en línea recta o cualquier otro lugar donde el río no tienda a socavar las laderas donde se cimentarán los estribos del puente. Es decir, lugares seguros para la construcción del puente.
- Tomar en cuenta que, en general, mientras la longitud del puente sea mayor, el costo del proyecto será mayor.
- Tomar en cuenta que, en general, mientras que la longitud del puente sea mayor, la longitud total del acceso será menor; y por lo tanto, el tiempo de viaje para ingresar a la urbanización será menor. Esto es muy importante para el proyecto de la urbanización el “El Carmen”.
- Los lugares críticos de las vías son el ingreso a los puentes ; debido a que, los cambios de alineación (vía- puente) y (puente- vía) requerirán grandes movimientos de tierra. Es conveniente aprovechar la topografía del terreno para reducir este rubro.
- Las gradientes del terreno son mayores a medida que se desciende por las laderas del las quebradas que rodean a la hacienda “El Carmen”. Por lo tanto, en general, no es conveniente que la vía descienda mucho ;ya que, el movimiento de tierras aumentará demasiado.

- Debido a que las laderas de las quebradas son muy pendientes, en muchos lugares los rellenos no podrán sostenerse sobre el terreno natural. Por esta razón, en estos casos, será necesario construir muros de contención. Para reducir este costoso rubro se debe procurar minimizar los terraplenes haciendo que la vía este asentada sobre los cortes o en cortes cerrados.

3.6. Diseño Pre-preliminar de Cuatro Rutas Alternativas.

Los planos del diseño geométrico de las cuatro rutas alternativas se encuentran en el Anexo 2 del presente proyecto.

3.6.1 Presupuesto Aproximado de las Cuatro Rutas Proyectadas en Diseño Pre-preliminar.

Para el presupuesto de las cuatro rutas desarrolladas en el diseño pre-preliminar se han tomado en cuenta los rubros más representativos. Estos son: el movimiento de tierras, la estructura del pavimento y el puente.

A continuación presentamos un cuadro con las cantidades de obra de estos rubros en cada una de las rutas:

CUADRO 3 - 9

CANTIDADES DE OBRA DE LOS RUBROS MÁS REPRESENTATIVOS DE LAS CUATRO RUTAS PROYECTADAS EN DISEÑO PRE-PRELIMINAR

Rutas (Tumbaco El Carmen)	Longitud de la vía			Volumen de Corte (m3)			Volumen Terraplen (m3)			Estructura del pavimento			Puente	
	Tramo 1 (baja) Tumbaco - El Carmen	Tramo 2 (sube) Tumbaco- El Carmen	Total	Tramo 1 (baja) Tumbaco - El Carmen	Tramo 2 (sube) Tumbaco- El Carmen	Total	Tramo 1 (baja) Tumbaco - El Carmen	Tramo 2 (sube) Tumbaco- El Carmen	Total	Sub base (2) comp (m3)	Base (2) comp (m3)	Carpeta Asfáltica de de 2 pulg (m2)	Tipo	Longitud (m)
1	882,02	1451,14	2333,16	187079	623763	810842	388,12	373	761,12	5716,24	3429,7452	16332,12	Recto	60,39
2	628,87	598,09	1226,96	87417	128176	215593	749	181	930	3006,05	1803,6312	8588,72	Curvo (r=50m)	80,36
3	697,78	518,95	1216,73	64420	144222	208642	4960	124	5084	2980,99	1788,5931	8517,11	Recto	96,46
4	688,78	1056,37	1745,15	109452	295257	404709	52	158	210	4275,62	2565,3705	12216,05	Recto	88,59

En el cuadro (3-8) para calcular las cantidades de obra de la estructura del pavimento consideramos un espesor de sub-base de 25 cm y de base de 15 cm. Estos espesores son pequeños pero debido a que el terreno es natural es muy resistente (cangahua), dichos espesores serán suficientes para resistir las cargas sobre la vía.

En seguida presentamos cuadros con el presupuesto de los rubros de movimiento de tierras y de estructura del pavimento en cada ruta:

CUADRO 3 - 10

PRESUPUESTO DEL MOVIMIENTO DE TIERRAS POR RUTAS							
Rutas (Tumbaco el Carmen)	Volumenes de mov. De tierras						
	Corte			Relleno			P.Total (\$)
	Cantidad (m3)	P. Unitario	P. Total	Cantidad (m3)	P. Unitario	P. Total (\$)	
1	810842	2	1621684	761,12	4,5	3425,04	1625109,04
2	215593	2	431186	930	4,5	4185	435371
3	208642	2	417284	5084	4,5	22878	440162
4	404709	2	809418	210	4,5	945	810363

CUADRO 3 – 11

PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO POR RUTAS										
Rutas (Tumbaco el Carmen)	Estructura del pavimento									
	Sub-base clase 2			Base clase (2)			Carpeta asfáltica			P.Total (\$)
	Cantidad (m3)	P. Unitario	P. Total	Cantidad (m3)	P. Unitario	P. Total	Cantidad (m2)	P. Unitario	P. Total	
1	5716,242	17	97176,11	3429,75	19	65165,159	16332,1	10,5	171487,3	333829
2	3006,052	17	51102,88	1803,63	19	34268,993	8588,72	10,5	90181,56	175553
3	2980,989	17	50676,8	1788,59	19	33983,269	8517,11	10,5	89429,66	174090
4	4275,618	17	72685,5	2565,37	19	48742,04	12216,1	10,5	128268,5	249696

Los precios unitarios de cada uno de estos rubros son los que proporciona la Cámara de la Construcción de Quito en sus revistas bi-mensuales.

Para calcular el presupuesto de los diferentes puentes, se utilizó datos proporcionados por el Ingeniero Marcelo Romo. Estos datos los presentamos a continuación:

CUADRO 3 - 12

PRECIO DE PUENTES POR m2	
Tipo de Punte	dólares por m2
Volados sucesivos	2800
Atirantado	3900
Viga de acero	2800

En el cuadro (3-12) se refiere a un puente de 11 metros de ancho con dos carriles, dos veredas y de longitud de hasta 100 metros. Si es que ancho del puente baja, el costo por metro cuadrado del puente sube pero no de una manera lineal; ya que, se requiere una infraestructura mínima para construir este tipo de puentes. Por ejemplo, si el ancho baja a un puente de 10 metros se debería calcular el costo como si tuviera un ancho de 10,5 metros. En el caso del puente curvo se le consideró un 20 % más costoso que un puente recto. Todos estos criterios mencionados me fueron proporcionados por el Ingeniero Marcelo Romo, especialista en puentes.

En este proyecto se consideró un costo de puente por m2 de 2800 dólares. Esto corresponde a un puente en volados sucesivos o de viga de acero. El puente de éste proyecto tendrá 9 metros de ancho que corresponden a: 7 metros de la calzada por los 2 carriles de 3,5 metros, más una vereda de 1,2 metros, más una pequeña vereda de 0,6 metros al otro lado y más 0,10 metros para las barreras de protección a cada lado del puente. Sin embargo, por los criterios explicados, vamos a calcular el costo del puente como si tuviera un ancho de 10, 2 metros. En el caso del puente curvo se añadirá un

sobreancho 1,3 metros por tratarse de una curva dentro de la vía. Ese es el sobreancho que le corresponde a la curva del puente calculado con la fórmula (2-46) . Entonces el puente curvo tendrá un ancho total de 10,3 metros; pero calcularemos su costo como si tuviera un ancho de 10,65 metros.

Esos criterios mencionados, los utilizamos en el siguiente cuadro para calcular el presupuesto aproximado de los puentes de cada ruta:

CUADRO 3 - 13

CALCULO DEL PRESUPUESTO APROX. DE LOS PUENTES DE CADA RUTA						
Rutas (Tumbaco el Carmen)	Tipo de puente	Dimensiones del puente (m)			Precio por m ²	Precio Total (\$)
		Longitud	Ancho real	Ancho para los cálculos		
1	Recto	60,39	9	10,20	2.800,00	1.724.738,40
2	Curvo	80,36	10,3	10,65	2.800,00	2.875.602,24
3	Recto	96,46	9	10,20	2.800,00	2.754.897,60
4	Recto	88,59	9	10,20	2.800,00	2.530.130,40

En

el siguiente cuadro presentamos el resumen del presupuesto aproximado de cada ruta proyectada en el diseño pre-preliminar:

CUADRO 3 - 14

RESUMEN DEL PRESUPUESTO POR RUTAS						
Rutas (Tumbaco el Carmen)	Longitud de la vía (m)	Vía			Puente	Precio Total del proyecto (\$)
		Mov de tierras P.Total (\$)	Estruct. de pavimento P.Total (\$)	Precio total de la vía (\$)	Precio (\$)	
1	2333,16	1625109,04	333828,533	1.958.937,57	1.775.466,00	3.734.403,57
2	1226,96	435371	175553,437	610.924,44	2.835.100,80	3.446.025,24
3	1216,73	440162	174089,728	614.251,73	2.835.924,00	3.450.175,73
4	1745,15	810363	249696,062	1.060.059,06	2.604.546,00	3.664.605,06

3.6.2 Análisis y Evaluación de las Cuatro Rutas Projectadas en el Diseño Pre-preliminar.

Ruta 1.-

En esta ruta se trató de aprovechar las características del terreno y así poder utilizar un puente corto para cruzar el río. La vía inicia en el sector de Tumbaco y aprovechando que la gradiente de la ladera no es muy grande, desciende hacia el puente por esa zona. En el ingreso de la vía al puente, aprovechamos que el terreno se alinea naturalmente con el eje del puente y se reducen los cortes en este punto crítico. En la salida del puente, en cambio, los cortes son sumamente grandes; aunque se diseño la curva de salida del puente con un radio más pequeño que lo que establece la normativa.

Ventajas:

- Puente corto, económico y relativamente sencillo de construir.
- En el “tramo 1” que desciende desde Tumbaco hacia el puente, se aprovecha bien la topografía de la zona reduciendo el movimiento de tierras.
- Gradiente longitudinal máxima de 9,5 %.

Desventajas:

- Es la ruta más costosa de las cuatro alternativas.
- Con una longitud de 2333 metros es, por bastante, la ruta más larga de las cuatro alternativas.
- Existe el peligro que el río socave la ladera sobre la que se implanta el puente hacia el lado de "El Carmen". Esto se debe a que el río en este punto describe una pequeña curva.
- La curva de salida del puente hacia el lado de "El Carmen" y la curva que le sigue no cumplen con el radio mínimo de una carretera Clase III, montañoso , absoluta. En el primer caso se trata de una curva horizontal espiral con un radio de curvatura de 20 metros; la normativa señala que debe ser mínimo de 42 metros. El otro caso se trata de una curva horizontal circular de 40 metros de radio; aunque, la normativa señala que debe ser mínimo de 60 metros de radio.
- Los volúmenes de corte son, en extremo, grandes. Existiendo cortes de más de 90 metros de altura a la salida del puente con dirección a "El Carmen".

Ruta 2.-

Para el diseño de esta ruta se aprovechó un tramo recto y estable del río, para cruzarlo en una parte donde el cañón del río es relativamente estrecho. Esto se da justo antes que las laderas del cañón se inclinen mucho más en sentido vertical. En este punto la distancia en línea recta al otro lado del cañón es de 72 metros. Para no tener grandes cortes en los puntos de acceso y salida del puente se proyectó un puente curvo (horizontal-espiral) de 50 metros de radio que se ajusta muy bien a la topografía de la zona.

Ventajas:

- Está entre las dos rutas más cortas. Prácticamente tiene la misma longitud que la ruta más corta. Solo hay una diferencia de 10 metros de longitud entre ellas.
- Es la segunda ruta más económica de las cuatro alternativas y su diferencia de costo con la ruta más económica es muy pequeña.
- Es la única ruta en la que, la geometría de todas sus curvas horizontales se mantiene dentro de las normas del M.T.O.P, como una carretera Clase III montañoso, absoluta. También, por esta razón, los vehículos que circulen por ella mantendrán una buena velocidad de viaje.
- Se acomoda muy bien a la topografía de la zona; por lo que, los volúmenes de movimiento tierras son pequeños en comparación a otras rutas alternativas.
- El puente cruza el río en una zona muy estable del mismo. Donde el río corre en línea recta durante un largo trecho.

Desventajas:

- El puente curvo es muy costoso y presenta mayores dificultades en su diseño y construcción que un puente recto.

Ruta 3.-

En esta ruta se aprovechó un sector, en el lado de Tumbaco, donde el terreno desciende lentamente hacia el río. Esto permitió tener relativamente poco movimiento de tierras. El cruce del río se da cuando las laderas cambian bruscamente de pendiente en un lugar donde el río se encañona.

- Es la ruta más corta de las cuatro alternativas.
- Es la ruta más económica de las cuatro rutas alternativas.

- Cuando la vía desciende desde Tumbaco hacia el puente se aprovecha una zona donde el terreno desciende lentamente hacia el río. En esta zona la ladera desciende suavemente 45 metros de altura.
- Tiene poco movimiento de tierras en comparación a otras rutas alternativas.

Desventajas:

- En la salida del puente hacia “El Carmen”, para evitar cortes muy grandes, se diseñó una curva espiral de 20 metros de radio. Este radio no cumple con la normativa del M.T.O.P. para una vía Clase III montañoso, absoluta.
- El puente de esta ruta es largo y costoso.

Ruta 4.-

El puente de esta ruta se colocó justo por encima del puente de la ruta 1. Se trató de aprovechar de mejor manera la topografía de la zona que con la ruta 1. En esta ruta se colocó un puente de 88,6 metros de largo.

Ventajas:

- En el “tramo 1” que desciende desde Tumbaco hacia el puente, se aprovecha bien la topografía de la zona reduciendo el movimiento de tierras.

Desventajas:

- Es alrededor de 500 metros más larga que las dos rutas más cortas.
- Es la segunda ruta más costosa.
- Existe el peligro que el río socave la ladera sobre la que se implanta el puente hacia el lado de “El Carmen”. Esto se debe a que el río en este punto describe una pequeña curva.

- La curva de salida del puente hacia el lado de “El Carmen” y la curva que le sigue no cumplen con el radio mínimo de una carretera Clase III, montañoso, absoluta. En el primer caso se trata de una curva horizontal espiral con un radio de curvatura de 20 metros; la normativa señala que debe ser mínimo de 42 metros. El otro caso se trata de una curva horizontal circular de 40 metros de radio; aunque, la normativa señala que debe ser mínimo de 60 metros de radio.
- Los volúmenes de corte son considerablemente grandes. Sobre todo a la salida del puente hacia “El Carmen”.

3.6.3 Selección de Dos Alternativas para el Diseño Preliminar.

Se seleccionó dos rutas de las cuatro; para, con estas, realizar un diseño preliminar en escala 1:1000.

Se seleccionó la ruta 3 por las siguientes razones:

- Es la ruta más corta; lo cuál es muy importante para el proyecto de la urbanización “El Carmen”. Una ruta corta permitirá un ingreso y una salida rápida y ágil de los vehículos. Esta urbanización está direccionada a la clase económica alta; por lo tanto, su acceso debe brindar comodidad y agilidad.
- Aunque tiene el puente más largo, es la ruta más económica de las cuatro alternativas.

- Aprovecha muy bien la topografía del terreno sobre todo en el descenso desde Tumbaco hacia el puente y en la ubicación del puente en un encañonado del río.
- Bajo volumen de movimiento de tierras.

Se seleccionó la ruta 2 por las siguientes razones:

- Segunda ruta más corta. Tiene prácticamente la misma longitud que la ruta más corta.
- Segunda ruta más económica.
- Todas sus curvas horizontales cumplen con las normas de diseño de una vía Clase III, montañoso, Absoluta del M.T.O.P. Esto permitirá una velocidad de circulación constante a lo largo de todo su trazado.
- Aprovecha muy bien la topografía del terreno sobre todo en la ubicación del puente curvo en un encañonado del río.
- Bajo volumen de movimiento de tierras.

3.7. Diseño Preliminar de las Dos Alternativas Seleccionadas.

Para realizar el diseño preliminar contratamos una restitución topográfica en escala 1:1000 del terreno por donde cruzan las dos rutas seleccionadas. Las curvas de nivel están ahora dibujadas cada metro. Por esta razón, estos planos son mucho más precisos que los que se utilizó en escala 1:5000, para el diseño pre-preliminar, donde las curvas de nivel están dibujadas cada 5 metros.

En algunos casos, como por ejemplo en la longitud de los puentes, el diseño preliminar no es idéntico al diseño pre-preliminar. Esto es debido a que la mayor precisión de los planos en escala 1:1000 permitió hacer algunos ajustes en la vía para que esta se acomode mejor a la realidad topográfica de la zona.

Las normas y criterios de diseño que se utilizó en el diseño preliminar son las mismas que se utilizó antes para el diseño pre-preliminar. La diferencia entre los dos diseños es que en el diseño preliminar se consideró algunos elementos que no se habían considerado en el diseño pre-preliminar. Estos son :

El Sobreancho.-

El sobreancho en las curvas fue calculado con la fórmula (2-46). El cálculo de los sobreanchos más comunes, en este proyecto, los presentamos a continuación:

$$S = n \left(R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) + \frac{V}{10 \sqrt{R}}$$

FORMULA 2 - 46

Donde:

S = Valor de sobreancho, metros.

n = 2 = Número de carriles de la calzada.

R = variable = Radio de la curva circular, metros.

L = 6 = Longitud entre la parte frontal y el eje posterior del vehículo de diseño, metros.

V = 40 = Velocidad de diseño, Km./hora.

Los resultados son los siguientes:

Para R = 60 metros; S = 1,12 metros.

Para R = 42 metros; S = 1,50 metros

Peralte.-

Se utilizó el peralte sugerido por el programa de diseño vial (CIVILCAD), para una carreta del tipo que estamos diseñando. Los valores del peralte variaron entre 9,1% y 10%. Estos valores de peralte se encuentran dentro de la normativa del M.T.O.P.

Longitud de Transición.-

Para calcular la longitud de transición se utilizó la fórmula (2-41). Esta fórmula se refiere a la longitud de transición mínima que se la utiliza en casos extremos como cuando la carretera se desarrolla en terreno escarpado. A continuación presentamos el cálculo de la longitud de transición:

$$L_{\min} = 0,56 V \quad \text{Km / h}$$

Donde:

L_{\min} = Longitud transición mínima en m.

$V = 40$ = Velocidad de diseño en Km/h.

$$L_{\min} = 0,56 * 40 = 22,4 \text{ m}$$

Se utilizó para la mayoría de los casos una longitud de transición mínima de 22 m o mayor a esta; sin embargo, en algunos casos no fue posible hacerlo sin cambiar el trazado de la vía y provocar grandes cortes en el terreno. En estos casos se tuvo que reducir un poco la longitud de transición. No debemos olvidar que el terreno de la zona es sumamente escarpado y que sus pendientes en gran parte superan el 100%.

Los planos del diseño preliminar de las dos rutas de acceso a al proyecto de la urbanización “El Carmen” se presentan en el Anexo2.

3.7.1. Presupuesto Aproximado de las Dos Alternativas Desarrolladas en el Diseño Preliminar.

A continuación presentamos los presupuestos aproximados de las dos rutas desarrolladas en el diseño preliminar:

CUADRO 3 - 15

PROYECTO: CONSTRUCCION DEL ACCESO A LA URBANIZACIÓN "EL CARMEN". (RUTA 2)						
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES DE OBRA	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL USD	PRECIO TOTAL USD
100	MOVIMIENTO DE TIERRA					435.789,98
	Corte en terreno natural	m3	214.879,00	2,00	429.758,00	
	Relleno con material de la zona	m3	1.340,44	4,50	6.031,98	
200	ESTRUCTURA DE LA VIA				-	198.492,64
	Conformación y compactación de la subrasante	m2	12.179,31	1,68	20.497,78	
	Sub- base clase 2 (compactada)	m3	3.044,70	17,00	51.759,90	
	Base Clase 2 (compactada)	m3	1.826,90	19,00	34.711,03	
	Carpeta Asfáltica de 2 pulg	m2	8.716,57	10,50	91.523,93	
300	OBRAS COMPLEMETARIAS PARA LA VÍA				-	56.035,33
	Cunetas de hormigón de 210 kg/cm2. Espesor 7,5 cm	m	2.388,10	16,31	38.949,91	
	Aceras de hormigón de 180 Kg/cm2. Espesor 6 cm.	m2	1.432,86	11,92	17.085,42	
400	PUENTE	m2	965,66	2.800,00	2.703.839,04	2.703.839,04
TOTAL RUTA 2						3.394.157,00

CUADRO 3 - 16

PROYECTO: CONSTRUCCION DEL ACCESO A LA URBANIZACIÓN "EL CARMEN". (RUTA 3)						
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES DE OBRA	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL USD	PRECIO TOTAL USD
100	MOVIMIENTO DE TIERRA					397.735,62
	Corte en terreno natural	m3	171.524,66	2,00	343.049,32	
	Relleno con material de la zona	m3	12.152,51	4,50	54.686,30	
200	ESTRUCTURA DE LA VIA				-	200.147,20
	Conformación y compactación de la subrasante	m2	12.280,70	1,68	20.668,41	
	Sub- base clase 2 (compactada)	m3	3.070,17	17,00	52.192,97	
	Base Clase 2 (compactada)	m3	1.842,10	19,00	34.999,99	
	Carpeta Asfáltica de 2 pulg	m2	8.789,13	10,50	92.285,83	
300	OBRAS COMPLEMENTARIAS PARA LA VÍA				-	56.501,81
	Cunetas de hormigón de 210 kg/cm2. Espesor 7,5 cm	m	2.407,98	16,31	39.274,15	
	Aceras de hormigón de 180 Kg/cm2. Espesor 6 cm.	m2	1.444,79	11,92	17.227,65	
400	PUENTE	m2	972,77	2.800,00	2.723.767,20	2.723.767,20
	TOTAL RUTA 3					3.378.151,82

3.8. Bosquejos de Tipos de Puentes que podrían Diseñarse para las Dos Rutas Desarrolladas en el Diseño Preliminar.

Ver Anexo 3

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones.

Luego de realizar el proyecto del “Prediseño de la vía de acceso al sector El Carmen”, se ha llegado a algunas conclusiones . Estas conclusiones las presentamos a continuación:

- En este proyecto el factor determinante es la topografía del terreno. Como ya habíamos anticipado éste aspecto influyó en todas las decisiones que se tomó para desarrollar el proyecto. La teoría nos dice que mientras más pendiente es el terreno natural, más influencia tiene éste en el trazado de una vía. Esto es especialmente cierto en el terreno que cruza la vía de acceso al “El Carmen”; ya que, sus pendientes son en su mayoría mayores a 45 grados.
- Los elementos más costosos de una vía, por lo general, son los puentes. Esto nos llevó a pensar que mientras más corto sería el puente, el costo total del proyecto sería menor. En éste proyecto es así solo hasta cierto punto. Para poder construir un puente más corto en las laderas del río Alcantarilla es necesario descender con la vía más profundo por el cañón; y mientras más se descende, las laderas se vuelven más y mas inclinadas hasta que caen casi verticalmente al río. Si la vía descende mucho, el costo total del acceso va ha aumentar aunque el puente sea más corto; ya que, el rubro movimientos de tierra se dispara; sobre todo en cuanto a los cortes de terreno. Esto lo comprobamos al presupuestar la ruta 1 que es la que tiene el puente más corto; y sin embargo, es el acceso más costoso. Existe por lo tanto, una línea de donde ya no es conveniente que la vía descienda más. En gran parte

del terreno esta línea es visible cuando se observa un cambio considerable en la pendiente de las laderas.

- La ubicación del puente es un aspecto crítico para el presente proyecto. Fue muy importante examinar con mucho detenimiento la topografía de la zona para identificar los mejores lugares donde colocar el puente. Se identificó ciertos lugares en donde el río se encañonaba, para ver si ahí era factible colocarlo.
- Aprovechar la topografía es esencial en éste tipo de proyectos. Se trata de ir con la topografía, aprovecharla, acomodarnos a ella; no ir en contra de ella. Por ejemplo, como el terreno de las planicies que rodean el cañón del río Alcantarilla van subiendo lentamente en el sentido sur, procuramos que las vías de acceso desde Tumbaco descieran en sentido sur y ascienda en sentido norte. De esta manera, las vías descien desde una altura menor y ascienden a una altura menor; por lo que su recorrido es más corto que si se orientaran de otra manera.
- El Tráfico Promedió Diario Anual T.P.DA . de una urbanización de clase alta en el sector de Tumbaco es de aproximadamente 10 viajes por vivienda.

4.2. Recomendaciones.-

A continuación presentamos algunas recomendaciones que podemos dar para el diseño del puente y el diseño definitivo de la vía:

- Para el diseño del puente del acceso a los terrenos de la hacienda “El Carmen”, es importante analizar todas las posibilidades de puentes que se pueden diseñar y construir. También se debería buscar técnicas y alternativas poco comunes o innovadoras para el diseño y construcción del puente, con el fin de ahorrar costos. Debemos tener en cuenta que el costo del puente en las dos rutas desarrolladas en el diseño preliminar corresponden a alrededor del 80 % del costo total del acceso.

- Para el diseño definitivo de la vía de acceso sería recomendable hacer un estudio de taludes con muestras del material de la zona. Aunque, los taludes que están propuestos en éste proyecto están calculados para el mismo tipo de material, es muy probable que algunas características de este material varíen de zona en zona. Por esta razón es posible que se pueda diseñar un talud diferente y así poder ahorrar costos.

BIBLIOGRAFÍA.-

- Cadena, F. “Los Determinantes de la Demanda de Vivienda en las ciudades de Guayaquil, Quito y Cuenca”. 2010. 14 de mayo 2010.
<www.dspace.espol.edu.ec/.../Los%20determinantes%20de%20la%20Demanda%20de%20Vivienda%20e>
- Cal y Mayor, Rafael. Ingeniería de Tránsito. 7ma Edición. México: ALFAOMEGA, 1995.
- “La ciudad de Quito Pionera en la Creación de una Política de Hábitat y Vivienda” Municipio del Distrito Metropolitano de Quito. 4 de Marzo 2010. 14 de Mayo 2010.
<http://www2.quito.gov.ec/index.php?option=com_content&task=view&id=361&Itemid=117>
- Merritt, Frederick. Manual del Ingeniero Civil. Volumen 2. 1era edición en español. México: McGraw-HILL, 1986.
- Ministerio de Obras Publicas. Normas de Diseño Geométrico de Carreteras CD-ROM. 2003.
- Murray, Sharon. “Silvicultura Urbana y Periurbana en Quito, Ecuador: Estudio de Caso”. Roma: 1998. Deposito de Documentos de la FAO. 1998. 15 de Mayo 2010. <<http://www.fao.org/docrep/w7445s/w7445s00.htm#Contents>>
- National Research Council. Transportation Researchboard. Highway Capacity Manual. 3era. edición. Transportation Research Board, 1998.
- Navarro, Sergio. “Curvas Verticales”. 2008. 20 Agosto 2010.
<<http://sjnavarro.files.wordpress.com>>
- Oglesby, Clarson y Laurence Hewes. Ingeniería de Carreteras. México: Continental S.A, 1969.
- “Proyección de Población por Parroquias” Municipio del Distrito Metropolitano de Quito. n.f. 15 de mayo 2010. <<http://www4.quito.gov.ec-Dirrección Metropolitana de Territorio y Vivienda>>.
- “Quito”. Wikipedia. 2010. 15 de Mayo 2010.
<<http://es.wikipedia.org/wiki/Quito#Poblaci.C3.B3n>>

ANEXOS

ANEXO 1: REDISEÑO Y MÉTODO CONSTRUCTIVO PARA TALUD DE CORTE CON ALTURAS SUPERIORES A 20 M

INTRODUCCIÓN

En el tramo entre las abscisas 0+071 a 1+340 ($L = 1.269$ m) y salvo en los tramos de quebradas, se ha planificado la ejecución de cortes del talud en algunos sectores de inclinación 3:4 ó 0,75:1 (x:y).

El mayor corte en el tramo está ubicado en la abscisa 0+840 con altura en el eje de la vía de $h = 42,76$ m; en la lateral derecha el corte sobrepasa los 55 m. Cabe señalar que el largo de los tramos con alturas de corte en el eje mayores a 8 m es de 520 m.

Una vez que en el tramo antes indicado han comenzado los trabajos de remoción, se ha observado en 0+840 que en su constitución geológica existen varios niveles de estratos de arenas volcánicas finas, sueltas e interdigitadas con capas de suelos loésicos (limos arenosos de plasticidad media) y capas blancas de lapilli. Cabe señalar que estos estratos inestables (por ser fácilmente erosionables por el viento y lluvia) también afloran en el Tramo 2 y causan problemas en la vía por acumulación de materiales e inestabilización de los sectores superiores de la ladera.

Los estratos que han podido ser observados en 0+840 tienen forma lenticular, de un espesor máximo de 1,50 m y longitudes variadas entre 10 a 30 m. Estos estratos arenosos, sin embargo, pueden tener longitudes mayores, de las mismas altura y espesor que los observables en el afloramiento del Tramo 2. Se espera también encontrar estratos de lapilli (gravas de pómez) con comportamiento aproximadamente similar a los estratos de arenas volcánicas finas y sueltas.

Los estratos de arena y lapilli pueden ser fácilmente erosionados por los vientos

y la lluvia, lo que, unido a un talud de pendiente única, pronostica que estos materiales caerán directamente sobre el espaldón y calzada derecha (lado occidental) de la avenida y además inestabilizarán los estratos de cangahua suprayacentes, como sucede en el Tramo 2.

Para un total conocimiento geológico del talud es necesario que se efectúe un sondeo exploratorio (con SPT cada metro y muestro continuo, $L = 35$ m) que permita conocer el espesor y posición de los estratos de arenas y lapilli. De no ser posible la ejecución de este sondeo por la proximidad de los trabajos en el sector, la planificación aquí efectuada podrá ser modificada conforme avanza la construcción y se conoce el espesor y características de las capas de arena fina.

Las soluciones avizoradas (talud de corte con bermas de 3 m de ancho y cada 8 m de altura) no incrementan significativamente el volumen de corte y son de ejecución fácil y de procedimiento similar al proceso de remoción diseñado originalmente.

ASPECTOS GEOTÉCNICOS

Los estratos de cangahuas (limos arenosos de plasticidad media a baja) han sido estudiados en Quito en los proyectos:

- “Peligrosidad de Terrenos Inestables en Quito”, CODIGEM-DHA/UNDRO, Quito, 1993. 1
- “Métodos Geológicos y Geodésicos de Ingeniería en el Registro y Documentación de Deslizamientos en un Area Macrodslizada al NE de Quito”, Universidad de Hannover-EPN, Quito, 1996.

En EE.UU. se los ha investigado según la publicación (no editada): “Fractures and Failure Mechanics in Loess and Applications to Rock Mechanics”, R.J. Lutton, USA Corps of Engineers, Vickburg, 1969.

Las cangahuas son suelos loésicos por su correspondencia en origen y comportamiento mecánico con los suelos de esa denominación.

De las publicaciones de investigaciones hechas en Quito, se ha extractado las siguientes características geotécnicas de las cangahuas:

- Permeabilidad vertical superior a la horizontal
- Suelo colapsible
- Valores físico-mecánicos:
 - Densidad: entre 1,25 a 1,7 t/m³ valor medio 1,4 T/m³
 - Cohesión media: entre 6 a 12 T/m² valor medio 10 T/m²
 - Angulo de fricción: entre 21° a 42° valor medio 25°

REDISEÑO DEL TALUD DE CORTE

Se ha planificado la ejecución (3n el tramo de corte más alto: $h = 55$ m) de 6 bermas de una altura de 8 m con banquetas de 3 m de ancho y talud 3:8 (1:2,6) en sentido x:y. Para los tramos de menor altura, el número de bermas disminuirá en forma proporcional.

La planificación de este talud con bermas no se aparta de los lineamientos iniciales; por lo tanto, no se incrementarán las superficies a expropiar.

Altura Crítica:

La cangagua, en condiciones de bajo contenido de humedad es un suelo cohesivo y friccionante, por lo que se ha empleado la ecuación:

$$H_c = 4c (\operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2))^{0,5}/\gamma$$

Valores para el cálculo:

- Cohesión: 2 T/m²
- Densidad: 1,4 T/m³
- Angulo de fricción: 20°

Con dichos valores se obtiene que $H_c = 8,16 = 8,00$ m.

Los valores empleados en el cálculo están del lado de la seguridad. Los valores físico-mecánicos han sido disminuidos para el caso probable de humedecimiento prolongado.

Factor de Seguridad:

Para el caso de ejecución del talud con bermas de 3 m de ancho, 8 m de altura y talud 3:8, se ha utilizado el programa computacional Bslope (Método de Bishop Simplificado) y con la presencia de un evento sísmico de 0,15 g de aceleración horizontal y 0,08 g de aceleración vertical, se ha obtenido que el FS = 1,35 para el caso del círculo de deslizamiento más crítico. En anexo se encuentra el protocolo de cálculo electrónico utilizado. Para condición estática el FS es superior a 1,45.

Cabe señalar que la superficie de falla en las cangahuas es planar y de geometría propia y características de ese suelo loésicos, pero el error cometido con el método de la superficie circular es menor al 5%.

En el análisis no se ha considerado la existencia de un nivel freático (por la muy poca probabilidad geológica de existencia), ni se ha incluido la presencia de estratos de arena que posiblemente sí existen en el interior del talud.

OBRAS PARA EL CONTROL DE LA EROSIÓN

Protección de las Bermas:

El suelo donde serán construidas las bermas es mayoritariamente de tipo ML-MH y SM de SUCS, es decir, limos arenosos a arenas limosas de plasticidad media a alta (cangahuas), de permeabilidad media a alta ($K < 1 \times 10^{-3}$ cm/s) y de plasticidad nula en las arenas y alta permeabilidad ($K < 1 \times 10^{-2}$ cm/s). Las cangahuas además se caracterizan por ser colapsables.

Por esta característica geotécnica es indispensable la protección de las bermas contra el humedecimiento excesivo que se produce en época de lluvias.

Se ha considerado adecuado cubrir las bermas (construidas con pendiente transversal al eje del proyecto del 5% hacia el exterior) con un replantillo ($f'c = 180$ kg/cm²) de espesor, $e = 5$ cm, y captación del drenaje por medio de una cuneta pequeña de hormigón simple ($f'c = 210$ kg/cm²) y sección trapezoidal, de 20 cm de base, 30 cm de altura, paredes con talud 1:1 y de espesor $e = 5$ cm y cuyo eje iría paralelo al talud y a 1 m desde el filo externo de la berma, como indica el diseño anexo.

Las cunetas de los diferentes niveles tendrían una gradiente longitudinal del 5%

e irían conectadas a un colector-disipador que las conecte y cuya descarga (con diseño rompe-energías) sería la quebrada o la alcantarilla más próxima.

Estratos de Arenas y Lapilli:

Los estratos de arena y lapilli, por su casi inexistente cohesión, son materiales fácilmente erosionables por el viento y la lluvia.

El viento que azota la ladera tiene rafaes de velocidades (medidas con anemómetro de bolsillo) superiores a 10 m/s y viento permanente de velocidad variable desde calma (0 m/s) hasta un máximo de 6 m/s

Las lluvias que caen en épocas invernales en el sector se caracterizan por ser eventuales, pero pueden ser de gran intensidad (I30 alto) y corta duración, las cuales “lavan” con facilidad los materiales granulares finos y medios (arenas y lapilli) sueltos e inestabilizan el talud.

Un método que puede asegurar la estabilización a bajo costo y técnicamente realizable de las capas de arena suelta y/o lapilli, es con una capa de 5 cm de concreto ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$) lanzado con máquina o colocado manualmente sobre la superficie excavada del sector arenoso o de lapilli y soportada con una malla electrosoldada y varillas o anclajes clavados en el suelo.

La capa de hormigón (por su posición inclinada) podría soportarse sola, pero por seguridad debe ser anclada con varillas corrugadas de 25 mm y de 1 m de largo, clavadas en el suelo en una cantidad de 1 varilla cada 2 m² de hormigón. El número de varillas por m² de hormigón podrá cambiar en función de las condiciones del suelo del talud: a mejor condición, menor número de anclajes.

En los sectores donde las arenas y lapilli se encuentren muy sueltos, los anclajes podrían ser de tipo pasivos, con tirante de varilla corrugada de 25 mm de diámetro,

colocadas en el centro de una perforación (elaborada manualmente o con maquinaria liviana) de 15 cm de diámetro, 6 m de longitud y perpendicular al talud. El número aproximado de anclajes sería de 1 cada 3 m² de superficie hormigonada. La protección propuesta ha sido probada satisfactoriamente en otros sectores de la ciudad de Quito.

Los aspectos favorables adicionales a la protección sugerida son:

- Facilidad constructiva
- Costo bajo
- Permite el embellecimiento del recalce con la siembra de plantas sobre la pantalla de protección mediante dispositivos (tipo canales-macetros) de costo muy bajo y fácil instalación.

Protección Vegetal:

Para contrarrestar la erosión de los taludes con suelo (no en los sectores arenosos), así como por aspectos estéticos y ecológicos, se considera indispensable sembrar vegetación autóctona en los taludes, de tipo higuierillas, retamas, sigse, chilca, pencos y otros adecuados para la zona seca y ventosa. Sobre este aspecto se podría contratar en forma puntual un especialista en este tipo de cultivo.

METODOLOGÍA DE LOS TRABAJOS DE PROTECCIÓN

Protección de los sectores del talud donde afloran arenas y/o lapilli:

Luego de que se ha efectuado el corte del talud y se ha elaborado la berma, se procederá a ubicar los niveles de arena y/o lapilli a ser protegidos.

Con el contingente de varios peones se procederá a cortar el talud en fragmentos rectangulares a un nivel mayor en al menos 20 cm desde el contacto arena (lapilli) – cangahua y en todos los sentidos (arriba, abajo y a los lados) hasta una profundidad de 5 cm.

Luego se colocará la malla electrosoldada en la excavación, sobresaliendo desde el fondo 2,5 cm se clavarán las varillas corrugadas de 25 mm en el suelo como elementos de sujeción del hormigonado y la malla. Antes del hormigonado se instalarán tubos ranurados de PVC (1 tubo cada 2 m²) con el sector ranurado (y protegido con geotextil o tejido) en el interior. Los tubos servirán de desagüe de eventuales filtraciones y podrán ser de 10 cm de diámetro y 15 cm de largo total, de los cuales 5 cm serán ranurados con sierra de cortar hierro ($e = 0,5$ mm).

Con equipo o manualmente, se cubrirá la malla electrosoldada con 5 cm de espesor de hormigón de $f'c = 210$ kg/cm². La placa de hormigón debe cubrir muy bien los límites de la excavación para evitar el ingreso de aguas de lluvia.

Cunetas en bermas y Replanteo de protección:

En forma manual se efectuarán las cunetas a las dimensiones indicadas en el plano adjunto y se procederá a colocar el replanteo de hormigón y a impermeabilizar la cuneta con el mismo material.

Transporte de materiales:

El ancho de las bermas permite el ingreso de equipos pequeños (gallinetas, palas Bobcat), por lo que el transporte de cemento, áridos, agua y mallas podrá ser resuelto con maquinaria o manualmente, por lo que **se recomienda que estos trabajos sean desarrollados contemporáneamente con la remoción de los suelos y la**

elaboración de las bermas.

Plantación de especies autóctonas:

Una vez terminados los trabajos con hormigón sobre las bermas y los recalces del talud, se procederá a plantar los arbustos y vegetales (chilcas, sigse, retamas, pencos, etc) que hayan sido seleccionados por un experto en el tema. La plantación deberá hacerse en las épocas de lluvias, es decir, por el mes de octubre aproximadamente, por lo que esta planificación de los trabajos necesita de la ejecución inmediata de dos actividades:

1. Selección por parte de un experto de los vegetales protectores más adecuados contra la erosión.
2. Construcción inmediata de viveros de las especies seleccionadas.

ANEXO 2: PLANOS DEL DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA VÍA DE ACCESO AL SECTOR “EL CARMEN”.

INDICE DE PLANOS:

Diseño pre-preliminar.-

- Diseño geométrico de la Ruta 1

Hoja 1: Ruta 1.1

Hoja 2: Ruta 1.1- Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 3: Ruta 1.1- Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 4: Ruta 1.1- Curva de masas.

Hoja 5: Ruta 1.2 –

Hoja 6: Ruta 1.2 – Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 7 : Ruta 1.2 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 8 : Ruta 1.2 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 9: Ruta 1.2 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 10 : Ruta 1.2 - Curva de masas

- Diseño geométrico de la Ruta 2

Hoja 11: Ruta 2.1

Hoja 12: Ruta 2.1 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 13: Ruta 2.2

Hoja 14: Ruta 2.2 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 15: Ruta 2 - Curvas de masas.

- Diseño geométrico de la Ruta 3

Hoja 16: Ruta 3.1

Hoja 17: Ruta 3.1 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 18: Ruta 3.2

Hoja 19: Ruta 3.2 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 20: Ruta 3 - Curvas de masas.

- Diseño geométrico de la Ruta 4

Hoja 21: Ruta 4.1

Hoja 22: Ruta 4.1 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 23: Ruta 4.2

Hoja 24: Ruta 4.2 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 25: Ruta 4.2 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 26: Ruta 4 - Curvas de masas.

Diseño Preliminar.-

- Diseño Geométrico Ruta 2

Hoja 27: Ruta 2.1

Hoja 28: Ruta 2.1 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 29: Ruta 2.2

Hoja 30: Ruta 2.2 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 31: Ruta 2 - Curvas de masas.

- Diseño Geométrico Ruta 2

Hoja 32: Ruta 3.1

Hoja 33: Ruta 3.1 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 34: Ruta 3.2

Hoja 35: Ruta 3.2 - Perfiles transversales de las secciones.

Hoja 36: Ruta 3 - Curvas de masas.

**ANEXO 3: BOSQUEJOS DE LOS PUENTES QUE PODRIAN DISEÑARSE PARA
LAS DOS RUTAS DESARROLLADAS EN EL DISEÑO PRELIMINAR (Hoja 1)**