

01149

5
2eq.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

TESIS

"NORMAS DE PROYECTO GEOMÉTRICO: UN NUEVO ENFOQUE"

PRESENTADA POR:

ING. ROBERTO MAGALLANES GONZÁLEZ

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA
(TRANSPORTE)

DIRIGIDA POR:

M. I. ROBERTO MAGALLANES NEGRETE



Ciudad Universitaria

1998

TESIS CON
FALDA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

RECONOCIMIENTO

Este trabajo fue desarrollado para el proyecto "*Evaluación de Proyectos de Inversión en Carreteras Bajo Conocimiento Incierto*", proyecto No. IN501195 del Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (PAPIIT) de la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Mi reconocimiento a la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y en particular al Ing. Bulmaro Cabrera Ruiz por las facilidades otorgadas para la realización de este trabajo.

***A mis padres, Maricruz y Roberto.
A mi padre, quien ha compartido
conmigo su sabiduría, sus conocimientos,
y parte de su vida.***

A Mónica, mi futura esposa.

A mis hermanos.

A la memoria de Gonzalo Negroe Pérez

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO.....	i
ÍNDICE DE FIGURAS Y TABLAS.....	iii
1. INTRODUCCIÓN	1
2. MARCO TEÓRICO	5
2.1 PROCESO DE CONDUCCIÓN.....	5
2.2 CARACTERIZACIÓN DE LA VELOCIDAD.....	7
2.3 MODELO DE VELOCIDAD.....	9
2.4 CONFIABILIDAD.....	10
3. ELEMENTOS BÁSICOS DEL SISTEMA CARRETERO	16
3.1 LA CARRETERA	16
3.1.1 Tipología.....	16
3.1.2 El tránsito.....	18
3.2 EL VEHÍCULO	22
3.2.1 Clasificación.....	23
3.2.2 Modelos mecanicistas	23
a) Estabilidad en curvas horizontales	23
b) Movimiento longitudinal.....	24
c) Ancho requerido.....	26
3.2.3 Dimensiones.....	26
3.2.4 Relación peso/potencia.....	28
3.2.5 Vehículos característicos.....	32
3.3 EL CONDUCTOR.....	34
3.3.1 Tiempo de reacción.....	34
3.3.2 Determinación de la velocidad deseada	35
4. ESPECIFICACIONES GENERALES DE PROYECTO GEOMÉTRICO.....	40
4.1 CONSISTENCIA.....	40

4.2 DISTANCIAS DE VISIBILIDAD	42
4.2.1 Distancia de visibilidad de parada.....	42
4.2.2 Distancia de visibilidad de rebase	45
4.2.3 Distancia de visibilidad de decisión	47
4.3 SECCIÓN TRANSVERSAL.....	47
4.4 ALINEAMIENTO HORIZONTAL	52
4.5 ALINEAMIENTO VERTICAL	62
5. CONFIABILIDAD ÓPTIMA	72
5.1 ELEMENTOS DE ANÁLISIS	73
5.1.1 Actualización	73
5.1.2 Costos y beneficios	75
5.1.3 Tránsito	76
5.1.4 Valor presente neto	77
5.2 BENEFICIOS	78
5.2.1 Costos de recorrido	78
a) Consumo de combustible.....	80
b) Consumo de llantas.....	80
c) Mantenimiento del vehículo	81
d) Depreciación e intereses del capital	82
5.2.2 Costos de accidentes	84
5.3 COSTOS	87
5.3.1 Costos de construcción.....	88
5.3.2 Costos de mantenimiento	90
5.4 OPTIMIZACIÓN	92
6. CONCLUSIONES.....	94
7. REFERENCIAS.....	99
APÉNDICE 1.....	I
APÉNDICE 2.....	II
APÉNDICE 3.....	V
APÉNDICE 4.....	X

ÍNDICE DE FIGURAS Y TABLAS

Fig. 1.1 Criterio de optimación usual de parámetros de proyecto.....	3
Fig. 2.1 Paradigma del proceso de conducción	6
Fig. 2.2 Distribución Weibull o de valor extremo tipo III.....	8
Fig. 2.3 Relación de velocidades contra confiabilidad.....	12
Fig. 2.4 Multiplicador del factor de escala de las velocidades deseadas.....	13
Fig. 2.5 Distribuciones de confiabilidad para parámetros máximos y mínimos	15
Fig. 3.1 Tipología de carreteras propuesta	18
Fig. 3.2 Registro en estaciones de muestreo durante 1995.....	19
Fig. 3.3 Modelo de variación del volumen máximo anual	20
Fig. 3.4 Relación entre velocidad, densidad e intensidad.....	21
Fig. 3.5 Modelo de estabilidad en curvas horizontales	24
Fig. 3.6 Modelo de movimiento longitudinal. Fuerza disponible para acelerar.....	25
Fig. 3.7 Ancho requerido	26
Fig. 3.8 Distancias entre ejes totales de vehículos en la red.....	28
Fig. 3.9 Potencias nominales de vehículos pesados en México	29
Fig. 3.10 Peso de los vehículos que circulan por la red.....	32
Fig. 3.11 Distribución del tiempo de reacción.....	35
Fig. 3.12 Distribuciones de probabilidad de velocidades deseadas para carreteras de dos carriles (B.M.).....	36
Fig. 3.13 Velocidades observadas en Sinaloa, México	37
Fig. 3.14 Distribuciones de velocidades deseadas obtenidas y comparación con las del Banco Mundial.....	39
Fig. 3.15 Velocidad deseada global.....	39
Fig. 4.1 Distribuciones de velocidad deseada.....	42
Fig. 4.2 Coeficientes de fricción longitudinal	43
Fig. 4.3 Distancia de velocidad de parada	44
Fig. 4.4 Modelo de distancia de velocidad de rebase	46
Fig. 4.5 Distancia de velocidad de rebase	47
Fig. 4.6 Sección transversal típica de una carretera de dos carriles	48
Fig. 4.7 Alineamiento horizontal típico.....	52
Fig. 4.8 Sobreelevación de curvas circulares	54
Fig. 4.9 Radios de curva	55

Fig. 4.10 Modelo de distancia de visibilidad en curvas horizontales.....	57
Fig. 4.11 Radio mínimo por visibilidad.....	58
Fig. 4.12 Distancia del talud a la orilla de la calzada.....	58
Fig. 4.13 Longitudes de espiral.....	60
Fig. 4.14 Sobreebanco de calzada en curvas horizontales.....	62
Fig. 4.15 Alineamiento vertical típico.....	63
Fig. 4.16 Pendiente de tangentes verticales.....	64
Fig. 4.17 Longitud crítica de rampa.....	66
Fig. 4.18 Modelo de distancia de visibilidad en curvas verticales en cresta.....	67
Fig. 4.19 Modelo de distancia de visibilidad en curvas verticales en columpio.....	67
Fig. 4.20 Longitud de curvas verticales.....	68
Fig. 4.21 Multiplicador K. Curvas verticales en cresta.....	69
Fig. 4.22 Multiplicador K. Curvas verticales en columpio.....	69
Fig. 5.1 Tasa de incremento del tránsito y TDPA inicial.....	77
Fig. 5.2 Costos medios y marginales para diferentes funciones de costos.....	79
Fig. 5.3 Costos de recorrido para un vehículo compuesto.....	83
Fig. 5.4 Costos de recorrido actualizados.....	84
Fig. 5.5 Beneficios actualizados.....	86
Fig. 5.6 Estimación de cantidades de obra. Modelo de costo de construcción.....	88
Fig. 5.7 Costos de construcción actualizados.....	90
Fig. 5.8 Costos de mantenimiento actualizados.....	91
Fig. 5.9 Costos actualizados.....	91
Fig. 5.10 Beneficios y costos actualizados.....	92
Fig. 5.11 Valor presente neto (beneficios + costos).....	93
Fig. 5.12 Valor presente neto (beneficios - costos).....	94
Tabla 3.1 Dimensiones autorizadas para vehículos pesados.....	27
Tabla 3.2 Distancias entre ejes de vehículos pesados observadas durante 1993.....	27
Tabla 3.3 Pesos máximos totales para vehículos pesados.....	30
Tabla 3.4 Pesos por eje de vehículos pesados observados durante 1993.....	31
Tabla 3.5 Utilización de vehículos entre 1991 y 1994.....	32
Tabla 3.6 Características de los vehículos característicos.....	33
Tabla 3.7 Resumen de parámetros estimados mediante regresión lineal.....	38

Tabla 4.1 Distancia de visibilidad de parada. Normas actuales	45
Tabla 4.2 Distancia de visibilidad de rebase. Normas actuales.....	46
Tabla 4.3 Anchos de corona propuestos	51
Tabla 4.4 Radios de curva. Normas actuales	55
Tabla 4.5 Longitudes de espiral. Normas actuales	60
Tabla 4.6 Sobreebanco de calzada. Normas actuales	62
Tabla 4.7 Pendientes máximas para vías troncales. Normas actuales.....	65
Tabla 4.8 Pendientes máximas para vías locales. Normas actuales	65
Tabla 4.9 Parámetros de las variables. Determinación de la distancia de visibilidad en curvas verticales	69
Tabla 4.10 Factor K para curvas verticales en cresta. Normas actuales.....	70
Tabla 4.11 Factor K para curvas verticales en columpio. Normas actuales.....	70
Tabla 4.12 Algunos parámetros de diseño.....	71
Tabla 5.1 Precios de los insumos.....	83
Tabla 5.2 Precios de vehículos característicos y llantas.....	83
Tabla 5.3 Costo de accidente por vehículo - kilómetro.....	86
Tabla 5.4 Precios unitarios de mantenimiento	90

1. INTRODUCCIÓN

Como toda obra de ingeniería civil, las carreteras se proyectan para realizar con eficiencia una cierta función. En este caso es la de proporcionar una adecuada superficie de rodamiento a los vehículos que hacen uso de ella para satisfacer las necesidades de transporte. Esta eficiencia se mide por el grado de satisfacción de ciertos atributos que se consideran deseables. En el caso de las carreteras suelen ser seguridad, economía, conveniencia, rapidez, comodidad, accesibilidad e impacto ambiental.

El papel de las *especificaciones de proyecto geométrico de carreteras* es el de dimensionar y ordenar los elementos visibles de una carretera para lograr un balance adecuado entre los atributos anteriores. De esta forma, podemos precisar que los elementos visibles de la carretera son los de la sección transversal, los del alineamiento horizontal y los del alineamiento vertical; la ordenación se refiere al posicionamiento de los elementos entre sí y el dimensionamiento a la cuantificación de los parámetros que definen a cada uno de los elementos visibles. El dimensionamiento no puede hacerse al margen del proceso de ordenación, que en gran medida depende de la creatividad del proyectista. Por lo tanto, las especificaciones deben de ser flexibles, de carácter muy general, lo que hace que sean de carácter limitativo, es decir, solamente recomiendan valores límite, ya sean valores inferiores o valores superiores.

Las primeras especificaciones mexicanas de proyecto geométrico se hicieron en 1958 (ref. 1) bajo la premisa de que *México necesita más caminos antes que mejores caminos*; lo que se justificó por el escaso tránsito de entonces y por la urgente necesidad de construir la red nacional de carreteras. Por ello, el atributo económico sólo se consideró a través del costo de construcción, el atributo de seguridad con el concepto *velocidad de proyecto* y los demás atributos pasaban a segundo término y se consideraban cuando no tenían efecto en el costo de construcción. El impacto ambiental no se consideraba en absoluto.

En las especificaciones de 1984, hasta ahora vigentes (ref. 2), se conservaron esas características; si bien en el atributo económico también se consideraron los costos de conservación y operación. Se incluyeron también recomendaciones de diseño que mitigaban parte del impacto ambiental, aunque no se consideraba explícitamente este atributo. La seguridad seguía considerándose a través del concepto de velocidad de proyecto, a través de una relación directa, lo que definía casi siempre la calidad de servicio que posteriormente prestaría la carretera.

La figura 1.1 esquematiza un procedimiento común para optimar un parámetro característico de los elementos de proyecto respecto a los atributos deseables. Para cada valor del parámetro de interés, en el eje horizontal, se determinaba el costo asociado. Tal costo puede ser un costo generalizado a todos los atributos deseables; por ejemplo, el costo de construcción puede considerar también los costos de oportunidad del capital y el costo de operación puede incluir el valor del tiempo de bienes y personas que circulan dentro del vehículo en la carretera, así como el costo de los posibles accidentes y los costos intangibles de consumo de energéticos y de la contaminación asociada (los demás impactos ambientales relativos a la mitigación y prevención suelen ir más allá de las especificaciones de proyecto y por ello no las modifica). Por lo tanto, el parámetro (Q^*) correspondiente al costo total mínimo (CT^*) será óptimo respecto a los atributos de economía, seguridad, rapidez e impacto ambiental.

Con ciertos ajustes, el criterio de optimación anterior se ha usado para la evaluación de normas en países en desarrollo (ref. 3) y también en México para tratar de optimar algunos parámetros (ref. 4 y 5). Sin embargo, el procedimiento tiene la limitación de que los costos no dependen solo del parámetro de interés sino también de los parámetros de muchos otros elementos de diseño. Esto hace que se tengan que asignar juegos de valores típicos a esos parámetros; pero como es prácticamente imposible considerar todas las combinaciones que ocurren en la realidad, los resultados pueden tener limitaciones importantes.

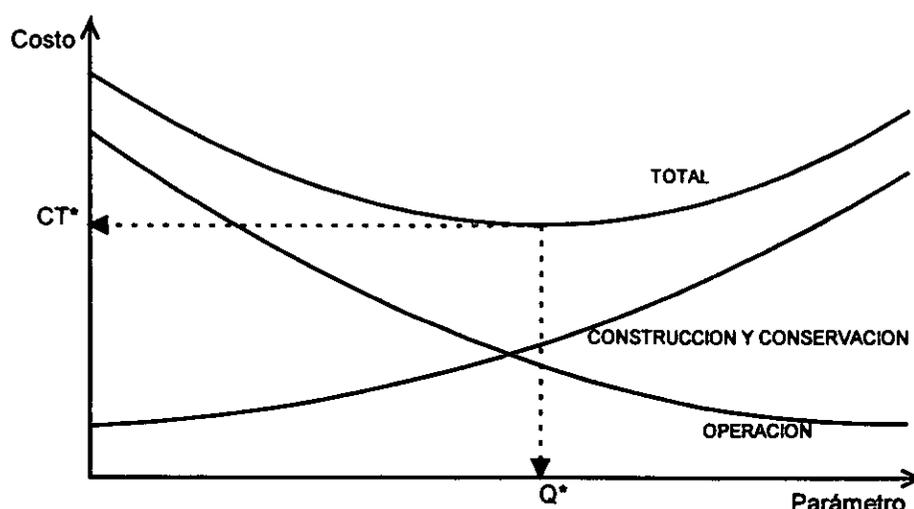


Fig. 1.1 Criterio de optimación usual de parámetros de proyecto

Alternativamente, podría considerarse como parámetro alguna variable que representara a todos los parámetros de interés. En el pasado se sugirió que tal variable era la *velocidad de proyecto*, que teóricamente representa la velocidad máxima de operación con que se puede circular por la carretera y por ello se ha usado como factor común en la determinación de los valores límite de los parámetros. Sin embargo, en la realidad ocurre que casi todos los conductores circulan a velocidades mayores que las de proyecto, a veces hasta el doble o el triple, sin que por ello sufran accidentes. Esto se debe a que la velocidad solo tiene sentido para ciertos elementos (es decir, en función de la velocidad de proyecto, se asignan características mínimas para elementos que son considerados críticos), porque se usan elementos de proyecto con parámetros más favorables que los límites especificados o simplemente porque no todos los conductores aceptan los márgenes de seguridad implícitos. Todos estos factores hacen que la curva de variación del costo con la velocidad de proyecto no se comporte suficientemente bien para poder definir un valor óptimo.

A pesar de lo anterior, la velocidad y su variación siguen siendo la mejor variable para englobar tres de los cinco atributos deseables: rapidez, comodidad y seguridad. Por ejemplo, respecto a la seguridad, una estadística de accidentes en México establece que solamente el veintiuno por ciento de los accidentes se atribuyen al vehículo, al ambiente y a la carretera, más o menos en partes iguales; el setenta y nueve por ciento restante son atribuibles al conductor y de estos, dos terceras partes se asocian con el *exceso de velocidad* (ref. 6 y 7).

El término *exceso de velocidad* implica una velocidad de referencia, que no siempre corresponde a la de proyecto. Quizá sea mejor hablar de un error de estimación, por parte del conductor, de la velocidad

permitida por los elementos de la carretera, que no es la velocidad de proyecto, pues los conductores no la conocen. Incidentalmente, este error de estimación es el responsable de más del setenta por ciento de los accidentes totales y cerca del 80 por ciento de los accidentes fatales en las carreteras de dos carriles de los Estados Unidos (ref. 8).

Luego, hay razones para pensar que cuando ciertos elementos de proyecto, como el ancho y la calidad de la calzada, generan en los conductores expectativas irreales sobre la calidad de los alineamientos, se eleva la probabilidad de accidentes. Por el contrario, cuando los conductores perciben claramente las características críticas de una carretera y actúan de acuerdo a ello, ocurren proporcionalmente menos accidentes. Las antiguas carreteras México - Toluca y Durango - Mazatlán parecen justificar ambas hipótesis.

Las reflexiones anteriores justifican la intención de definir los parámetros característicos de cada uno de los elementos de proyecto geométrico a través de algún concepto que considere a la velocidad de manera más racional que la tradicional velocidad de proyecto, y que al mismo tiempo la relacione con los elementos del sistema carretero: vehículo, camino y conductor.

Así, el objetivo de este trabajo es proponer normas para proyecto geométrico de carreteras que garanticen un nivel razonable en los atributos de rapidez, seguridad y comodidad, así como desarrollar un concepto que permita inferir la bondad del proyecto respecto a tales atributos. Este concepto también permitirá evaluar el atributo de economía a través del procedimiento establecido en la figura 1.1.

Este trabajo consta de seis capítulos. Este capítulo plantea el problema, sus antecedentes y justifica el trabajo. En el segundo capítulo se plantea el marco teórico dentro del cual se desarrolla el procedimiento para construir las normas de proyecto y el concepto para evaluar la bondad de proyecto respecto a los atributos antes mencionados. El capítulo tercero describe los elementos básicos requeridos para la construcción de las normas y se caracterizan a tales elementos, basados en información de campo. El cuarto capítulo describe los elementos de proyecto geométrico, establece los modelos mecanicistas y cuantifica los parámetros. En el capítulo quinto se optimiza el parámetro construido en el capítulo dos respecto al costo asociado al camino. En el capítulo seis se resumen las principales conclusiones y recomendaciones. Finalmente el séptimo capítulo muestra las principales referencias en que se apoya este trabajo.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 PROCESO DE CONDUCCIÓN

El proyecto geométrico de una carretera sigue la misma filosofía de diseño que cualquier otra obra de ingeniería: se determinan las cargas que actúan sobre ella, se calculan los esfuerzos producidos por estas cargas y se determina una sección capaz de resistir estas solicitaciones. Siguiendo esta analogía, en el diseño vial las cargas corresponden al tránsito que va a circular por la carretera, los esfuerzos son la velocidades y la sección resistente equivale a la capacidad (ref. 9).

La velocidad es la variable relacionada con el diseño vial más importante, pues representa lo que los esfuerzos son para el diseño estructural. Así como en diseño estructural se puede definir a la falla como el evento en que los esfuerzos de trabajo son mayores que los permisibles, en diseño vial puede definirse a la falla como el evento de que la velocidad deseada o demandada por los conductores supera a la velocidad ofrecida o permitida por la carretera. Por tanto, en diseño vial, también es posible definir el concepto de *confiabilidad*.

Como ya se comentó, la velocidad está relacionada directamente con tres de los cinco atributos deseables (seguridad, rapidez y comodidad); pero además es una consecuencia lógica de las relaciones entre los elementos que integran el sistema carretero: conductor, vehículo y carretera. El diagrama de la figura 2.1 (ref. 10) propone un proceso de conducción o paradigma de decisión del conductor para precisar la participación de la velocidad en dicho proceso.

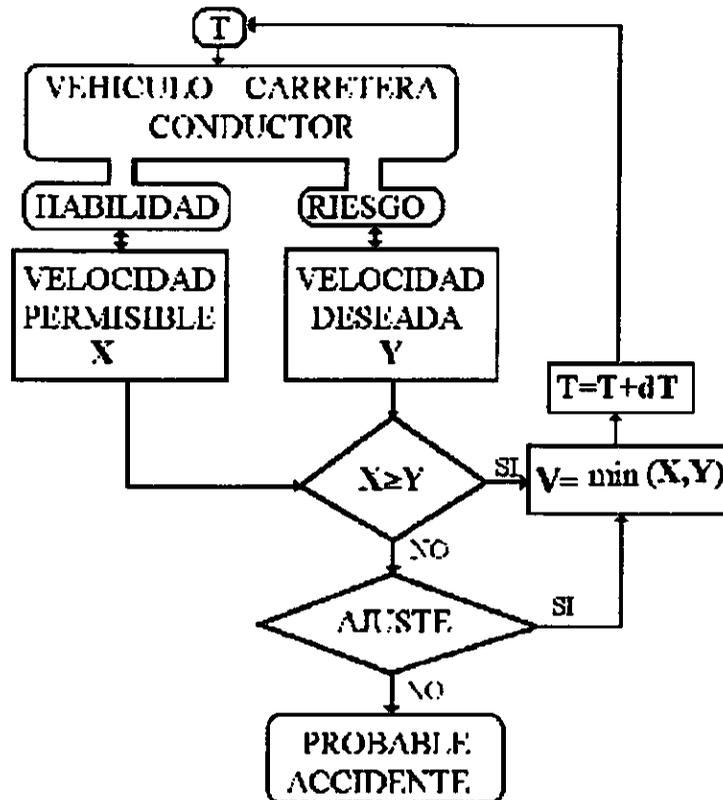


Fig. 2.1 Paradigma del proceso de conducción

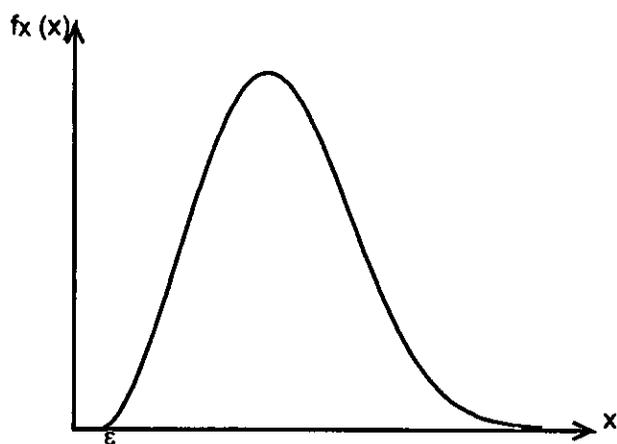
Se considera que los estímulos del medio ambiente (carretera, tecnología del vehículo, tránsito, clima y entorno social) actuando sobre un conductor de características específicas (edad, salud, educación, carácter y motivación) generan habilidades y riesgos que regulan sus decisiones. Las **habilidades** se refieren a cualidades físicas como visión, tiempo de percepción-reacción, sincronía y concentración. Los **riesgos** se refieren a valores que no por ser intangibles son menos reales, como las expectativas y limitaciones.

En un instante dado T , las habilidades y riesgos producto de las interrelaciones entre vehículo, carretera y conductor generan dos tipos de velocidades: la velocidad deseada o demandada por el conductor (Y) y la velocidad permitida u ofrecida por la carretera (X). La velocidad permitida está condicionada por las

características de la carretera en ese instante y por lo tanto es de carácter objetivo; por otro lado, la velocidad deseada, que pudo haberse asignado desde antes, es de tipo subjetivo. Mediante un proceso intuitivo, el conductor compara esas velocidades y, de acuerdo con ello, decide su velocidad para el siguiente intervalo o, en su caso, hace un ajuste en la velocidad deseada para no sufrir un accidente. Este proceso ocurre en el tiempo y en el espacio, por lo que la velocidad es una variable especialmente adecuada para el análisis.

2.2 CARACTERIZACIÓN DE LA VELOCIDAD

Por naturaleza, la velocidad no es una variable determinista, sino de carácter aleatorio, por lo que es susceptible de ser definida a través de una función de densidad de probabilidad. La forma en S del polígono de frecuencias acumuladas que resulta de cualquier estudio de velocidad, sugiere considerar la velocidad como una variable aleatoria con función de densidad de probabilidad normal. La hipótesis funciona para un rango central de la distribución, aunque puede no ser aceptable en los extremos, sobre todo en el lado izquierdo, puesto que la distribución normal que es abierta, puede llegar a tomar valores negativos que no tienen significado físico. Por ello es mejor usar una distribución cerrada en la cola izquierda y que sea suficientemente flexible en su ajuste a la información de campo. Tal distribución es precisamente la **Weibull**, cuyas principales propiedades se muestran a continuación:



$$\text{Densidad: } f_x(x) = \frac{\alpha (x-\varepsilon)^{\alpha-1}}{(\theta-\varepsilon)^\alpha} \exp\left[-\left(\frac{x-\varepsilon}{\theta-\varepsilon}\right)^\alpha\right]$$

$$\text{Probabilidad: } F_x(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-\varepsilon}{\theta-\varepsilon}\right)^\alpha\right]$$

$$\text{Media: } \mu_x = \varepsilon + (\theta - \varepsilon) \Gamma(1 + 1/\alpha)$$

$$\text{Varianza: } \sigma_x^2 = (\theta - \varepsilon)^2 \left[\Gamma(1 + 2/\alpha) - \Gamma^2(1 + 1/\alpha) \right]$$

$$\text{Cuantil: } x_i = \left(\frac{\mu_i - \varepsilon}{\Gamma(1 + 1/\alpha)} \right) \left[\ln\left(\frac{1}{1 - F_x(x_i)} \right) \right]^\alpha + \varepsilon$$

$$\Gamma(1 + \beta) = \beta \cdot \Gamma(\beta) = \beta \cdot \int_0^\infty y^{\beta-1} e^{-y} dy$$

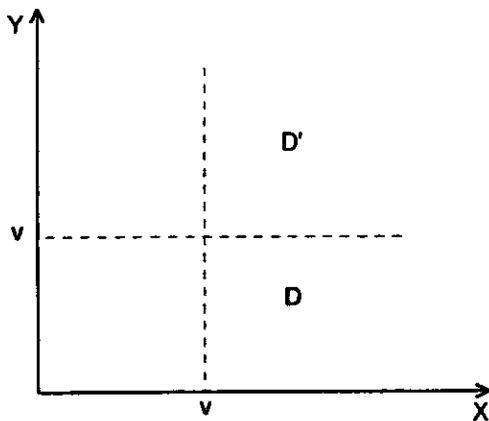
La distribución Weibull o de valor extremo tipo III es una distribución asimétrica, caracterizada por un factor de forma ($\alpha=1/\beta$), un factor de escala (θ_x) y un límite inferior (ε). La distribución, que se designará

2.3 MODELO DE VELOCIDAD

Del paradigma de decisión de conducción propuesto en la figura 2.1, se establece que es necesario un modelo que permita predecir las velocidades a partir de las características de la carretera, del vehículo y del conductor. Un modelo de esta clase es el que resulta de considerar al conductor como un decisor discriminador que va a seleccionar su velocidad (*velocidad de operación*) de acuerdo a las restricciones que le imponen la carretera, el vehículo y sus propias convicciones y limitaciones. De esta forma, se tiene que:

- X** es la velocidad permitida u ofrecida por la carretera
- Y** es la velocidad deseada o demandada por el conductor
- V** será la velocidad de operación resultante, definida por: $\min.\{ X, Y \}$

Si se considera por lo pronto que **X** y **Y** son variables aleatorias *independientes*, es posible determinar la distribución de probabilidad de **V**, de la siguiente manera:



$$\begin{aligned}
 F_V(v) &= P[X \leq v, Y \leq v] = P[V \leq v] = P[\min\{X, Y\} \leq v] = \\
 &= \iint_D f_{XY}(x, y) dx dy = 1 - \iint_{D'} f_{XY}(x, y) dx dy = \\
 &= 1 - \int_v^\infty f_X(x) \int_v^\infty f_Y(y) dy dx = 1 - \int_v^\infty f_X(x) [1 - F_Y(v)] dx = \\
 &= 1 - \int_v^\infty f_X(x) dx + \int_v^\infty F_Y(v) f_X(x) dx = F_X(v) + F_Y(v) - F_X(v)F_Y(v)
 \end{aligned}$$

$$f_V(v) = f_X(v) + f_Y(v) - f_X(v)F_Y(v) - F_X(v)f_Y(v) = f_X(v)[1 - F_Y(v)] + f_Y(v)[1 - F_X(v)]$$

$$f_V(v) = \frac{\alpha (v - \varepsilon)^{\alpha-1}}{(\theta_X - \varepsilon)^\alpha} \exp\left[-\left(\frac{v - \varepsilon}{\theta_X - \varepsilon}\right)^\alpha\right] \cdot \exp\left[-\left(\frac{v - \varepsilon}{\theta_Y - \varepsilon}\right)^\alpha\right] + \frac{\alpha (v - \varepsilon)^{\alpha-1}}{(\theta_Y - \varepsilon)^\alpha} \exp\left[-\left(\frac{v - \varepsilon}{\theta_Y - \varepsilon}\right)^\alpha\right] \cdot \exp\left[-\left(\frac{v - \varepsilon}{\theta_X - \varepsilon}\right)^\alpha\right] =$$

$$f_V(v) = \alpha (v - \varepsilon)^{\alpha-1} \left[\frac{1}{(\theta_X - \varepsilon)^\alpha} + \frac{1}{(\theta_Y - \varepsilon)^\alpha} \right] \exp\left[-(v - \varepsilon)^\alpha \left(\frac{1}{(\theta_X - \varepsilon)^\alpha} + \frac{1}{(\theta_Y - \varepsilon)^\alpha} \right)\right]$$

$$f_V(v) = \frac{\alpha (v - \varepsilon)^{\alpha-1}}{(\theta_V - \varepsilon)^\alpha} \exp\left[-\left(\frac{v - \varepsilon}{\theta_V - \varepsilon}\right)^\alpha\right] \quad V \approx W(\alpha, \theta_V, \varepsilon)$$

Lo anterior considerando que X y Y son *independientes*, están distribuidas según Weibull con valores inferiores (ε) iguales, factores de forma también iguales ($\alpha=1/\beta$) y factores de escala θ_X y θ_Y . Como se observa, se obtiene que V corresponde también a una distribución Weibull, con el mismo límite inferior ε , el mismo factor de forma $\alpha=1/\beta$ y con un factor de escala dado por:

$$\theta_V = \varepsilon + \left[(\theta_X - \varepsilon)^{-\alpha} + (\theta_Y - \varepsilon)^{-\alpha} \right]^{-\beta}$$

Dado que los valores límite y factores de forma son iguales, de la expresión para calcular la media para una distribución de probabilidad Weibull, se deduce que:

$$\mu_V = \varepsilon + \left[(\mu_X - \varepsilon)^{-\alpha} + (\mu_Y - \varepsilon)^{-\alpha} \right]^{-\beta}$$

Este resultado es el que aprovecha el Banco Mundial para formular su modelo de velocidades (ref. 13). En tal modelo, la velocidad permitida por la carretera se determina con velocidades medias que resultan de considerar restricciones en el alineamiento horizontal (μ_1), alineamiento vertical en ascenso (μ_2) o descenso (μ_3) y en el estado de la superficie de rodamiento (μ_4). Las restricciones impuestas por el vehículo se caracterizan por su peso y potencia. En cambio, para caracterizar a los conductores se recurre a la velocidad a la que estos desean viajar cuando no existen restricciones en la carretera y el vehículo (μ_V). Supone además que estas restricciones de velocidad son independientes y que tienen límites inferiores nulos ($\varepsilon = 0$). Por lo tanto, la velocidad de operación media será:

$$\mu_V = \left[\mu_1^{-\alpha} + \mu_2^{-\alpha} + \mu_3^{-\alpha} + \mu_4^{-\alpha} + \mu_V^{-\alpha} \right]^{-\beta}$$

2.4 CONFIABILIDAD

Del paradigma establecido en la figura 2.1, se observa que los accidentes pueden evitarse cuando la velocidad permitida (X) es mayor que la deseada (Y). Si se considera que una confiabilidad es la probabilidad de no falla y para proyecto geométrico de carreteras es posible definir falla como el evento de que la velocidad deseada por el conductor exceda a la permitida por la carretera, entonces la confiabilidad será la

$$C = 1 - \left(\frac{\mu_V - \varepsilon}{\mu_X - \varepsilon} \right)^\alpha = \left(\frac{\mu_V - \varepsilon}{\mu_Y - \varepsilon} \right)^\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{\mu_X - \varepsilon}{\mu_Y - \varepsilon} \right)^\alpha}$$

misma que se ilustra en la figura 2.3 para un vehículo específico. Ordenando las variables, tenemos que:

$$\mu_X = \varepsilon + (\mu_Y - \varepsilon) \left(\frac{C}{1-C} \right)^\beta$$

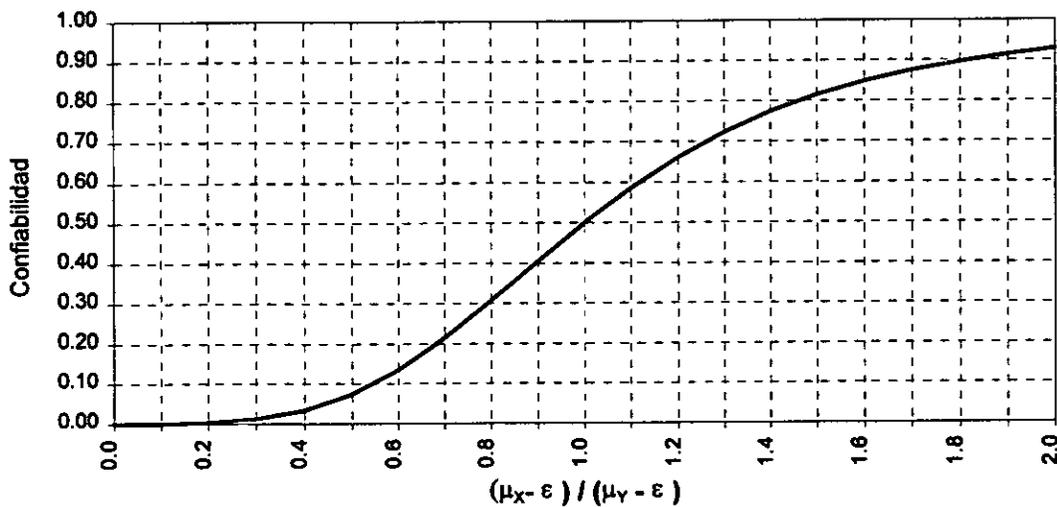


Fig. 2.3 Relación de velocidades contra confiabilidad

Si se considera que la velocidad permitida corresponde a la mínima de N restricciones de velocidad independientes, distribuidas según Weibull, mismo factor de forma, mismo factor de escala y mismo límite inferior, para cumplir con el atributo de consistencia de proyecto se tiene que:

$$X = \min \{X_i; i = 1, N\}$$

$$(\theta_X - \varepsilon)^{-\alpha} = \sum_{i=1}^N (\theta_i - \varepsilon)^{-\alpha} = N(\theta_i - \varepsilon)^{-\alpha}$$

Incorporando a la expresión anterior el valor de la confiabilidad, se llega a:

$$(\theta_i - \varepsilon) = \left(\frac{N \cdot C}{1 - C} \right)^{\beta} (\theta_Y - \varepsilon) = M \cdot (\theta_Y - \varepsilon)$$

Cambiando las θ 's por μ 's se obtiene la expresión para determinar las medias de las velocidades restrictivas. Aprovechando la expresión para el cuantil, el conjunto de velocidades a utilizar en los modelos mecanicistas para definir los parámetros de cada uno de los elementos podrá generarse a través de números aleatorios uniformemente distribuidos entre cero y uno. La expresión queda:

$$x = \varepsilon + M(\theta_Y - \varepsilon) \cdot [-\ln R]^{\beta}$$

El factor M es un multiplicador del factor de escala (y de la media) que depende de la confiabilidad, del factor de forma y del número de restricciones de la velocidad (cuatro, si se tomaran todas las del modelo del Banco Mundial). La figura 2.4 muestra la variación del multiplicador con la confiabilidad para uno, dos, tres y cuatro restricciones de velocidad y un factor de forma $\alpha = 3.6$.

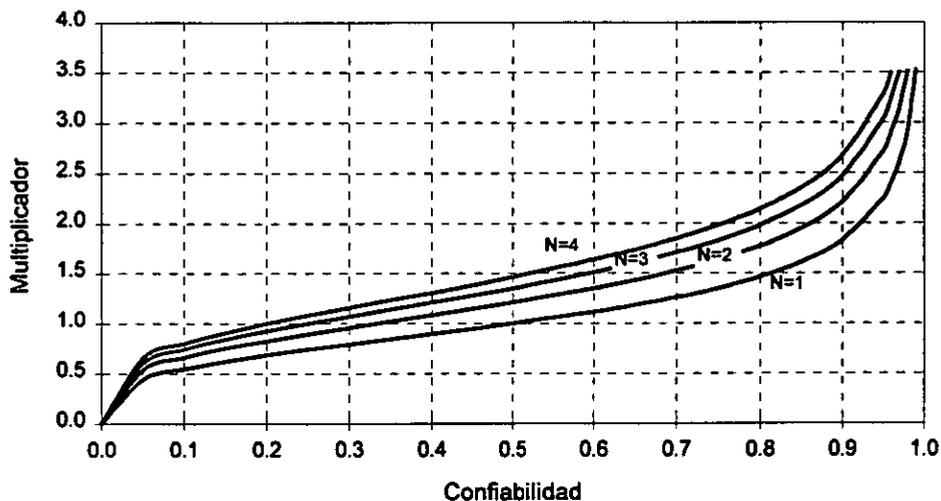
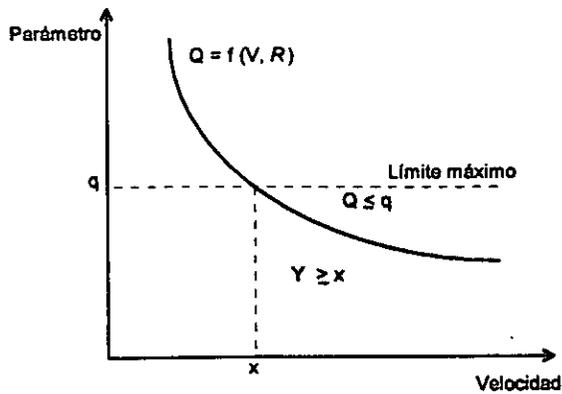


Fig. 2.4 Multiplicador del factor de escala de las velocidades deseadas

Para fines del establecimiento de las normas, la restricción por curvatura es la más crítica. Estudios realizados en Nueva York (ref. 15) indican que la curvatura explica en su mayor parte la variación en la velocidad de operación y la ocurrencia de accidentes. La combinación con otras restricciones casi siempre resulta en condiciones más favorables. Por ejemplo, la reducción de velocidad de los vehículos por efecto de tangentes verticales ascendentes, por el estado de la superficie de rodamiento o por la intensidad del tránsito, induce a una mejor operación del alineamiento horizontal. No obstante, el incremento de velocidad por efecto



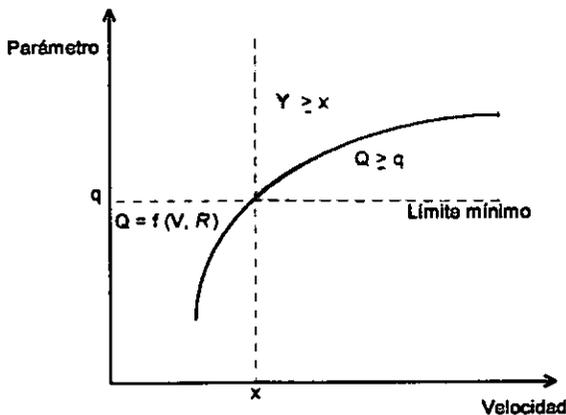
Para límite máximo

$$C = P[Y < x]$$

$$C = 1 - P[Y \geq x]$$

$$C = 1 - P[Q \leq q]$$

$$C = 1 - F_Q(q)$$



Para límite mínimo

$$C = P[Y < x]$$

$$C = 1 - P[Y \geq x]$$

$$C = 1 - P[Q \geq q]$$

$$C = 1 - 1 + P[Q \leq q]$$

$$C = P[Q \leq q] = F_Q(q)$$

Fig. 2.5 Distribuciones de confiabilidad para parámetros máximos y mínimos

Entonces, la colección de valores del parámetro de interés para definir su relación con la confiabilidad se obtiene como sigue:

$$y = \varepsilon + (\theta_Y - \varepsilon) \cdot [-\ln R]^{\beta} \Rightarrow q = f^{-1}(y, \mathfrak{R})$$

Note que es posible considerar la naturaleza estocástica de los elementos del conjunto \mathfrak{R} y trabajar con la distribución de probabilidad completa de sus parámetros (ref. 16), en lugar de los valores tradicionales para diseño, tal como el percentil 85 de sus distribuciones de probabilidad. En este trabajo se tomará en cuenta la naturaleza estocástica de las variables que intervienen en la construcción de los elementos de proyecto geométrico de carreteras.

3. ELEMENTOS BÁSICOS DEL SISTEMA CARRETERO

En este capítulo se describen las características fundamentales de los elementos básicos requeridos para construir las normas generales de proyecto geométrico. Estos son: la carretera, el vehículo y el conductor.

3.1 LA CARRETERA

3.1.1 Tipología

Para dar congruencia y consistencia a las normas generales de proyecto geométrico, es necesario establecer una tipología de carreteras que no solo sirva como marco de referencia a administradores y diseñadores, sino que permita caracterizar las expectativas de los usuarios sobre su calidad.

En México, las carreteras se han clasificado de muy diversas formas, según alguna característica específica o el objetivo previsto para su construcción. Estos sistemas de clasificación no son excluyentes ni

contradictorios; por el contrario, todos ellos caracterizan de alguna manera la importancia de la carretera. Esa importancia también se percibe en los sistemas de clasificación usados en otros países. Por ejemplo, en la política AASHTO estadounidense (ref. 17) se propone un sistema funcional basado en la jerarquía de los viajes, lo que origina tres categorías generales de carreteras: *arterials (freeways, major, minor)*, *collectors (major, minor)* y *locals*. También las normas RAS alemanas (ref. 18) proponen una clasificación tipo matricial con cinco categorías de carreteras según su importancia y seis tipos según su función, lo que resulta en 30 posibles combinaciones, de las cuales solo 19 son aplicables.

Con base en estos antecedentes, en este trabajo se propone una tipología matricial con dos dimensiones básicas: **importancia** y **servicio**, que podría complementarse con alguna otra.

La **importancia** se refiere a contribución de la vía, en el contexto de la red nacional, para facilitar la realización de actividades económicas, políticas y sociales que requiere el país. Según esta dimensión, cada una de las vías se ubica en una red jerárquica semejante a la del sistema circulatorio de los organismos vivos. Para usar la terminología existente, se proponen las siguientes categorías:

- a) *Troncales*: estas son parte de los corredores de transporte que unen a centros de población importantes, usualmente de más de 50,000 habitantes, cuyas actividades generan o atraen viajes de largo itinerario.
- b) *Alimentadoras*: son las que unen las poblaciones medianas o pequeñas con los nodos de la red troncal. Aunque en conjunto aportan gran proporción de viajes, por sí mismas sólo generan viajes de itinerarios de pequeños a medianos.
- c) *Locales*: son las utilizadas para viajes de muy corto itinerario.

El **servicio** que presta una vía se refiere a la mayor o menor satisfacción de los atributos deseables al usuario: rapidez, seguridad, comodidad y economía. En este trabajo, se propone una clasificación en función del grado de satisfacción de estos atributos, lo que está directamente relacionado con el control de acceso y el número de carriles. De esta forma se tienen las siguientes categorías:

- a) *Autopista* Con control de acceso y cuatro o más carriles
- b) *Carretera*: Sin control de acceso y dos o más carriles
- c) *Camino*: Sin control de acceso y dos carriles
- d) *Brecha*: sin control de acceso y uno o dos carriles

La figura 3.1 muestra la tipología de carreteras propuestas de acuerdo a las dos dimensiones mencionadas y las seis combinaciones posibles, a las que se denominaron con letras de la A a la F. Para dar flexibilidad a la tipología, se ha considerado la posibilidad de traslape entre todas las categorías. Note también que, a diferencia de las normas actuales, la tipología propuesta no está asociada con secciones específicas. Ello dependerá del volumen de tránsito previsto.

	Troncales	Alimentadoras	Locales
Autopistas	A		
Carreteras	B	C	
Caminos		D	E
Brechas			F

Fig. 3.1 Tipología de carreteras propuesta

A la tipología anterior se le pueden superponer tantas categorías como sea necesario. Por ejemplo, por tipo de financiamiento para la construcción y operación (concesionadas, federales, estatales y municipales) o por el tipo de objetivo (fortalecimiento del desarrollo, penetración económica o función social).

3.1.2 El tránsito

En una carretera circulan muchos pares de vehículo - conductor a cuyo conjunto se le conoce con el nombre del *tránsito*, el cual es caracterizado a través del volumen, intensidad, composición y distribución.

El *volumen* de tránsito es el número de vehículos que pasan por un tramo de la carretera en un período específico de tiempo. De acuerdo con la magnitud del período, este volumen puede ser horario, diario, semanal, mensual o anual. Si el período es mayor que un día, es común referir los volúmenes al día, para lo cual se divide el volumen entre el número de días del período; a esta cifra se le denomina como tránsito diario promedio anual, mensual o semanal.

En el diseño vial, una unidad muy común es el *tránsito diario promedio anual (TDPA)*. Rigurosamente este dato se obtiene dividiendo el volumen anual entre los 365 días del año, lo que implica contar los vehículos que pasan durante todo un año, como se hace en las estaciones de registro continuo.

Como no siempre es posible hacer esto, el TDPA se estima a partir de un tránsito diario promedio de menor duración, aplicando factores mensuales y semanales obtenidos de estaciones maestras representativas.

En México, existen carreteras con TDPA superiores a los veinte mil vehículos; sin embargo, la mayor parte de la red tiene TDPA menores a los 5000 vehículos, como se ilustra en la figura 3.2.

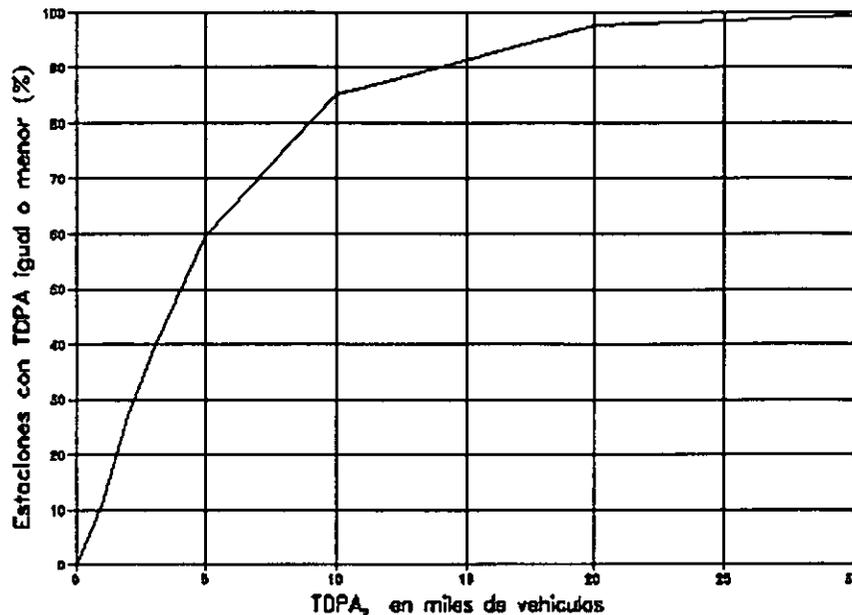


Fig. 3.2 Registro en estaciones de muestreo durante 1995

A pesar de su utilidad, el TDPA no es suficiente para el diseño detallado de las vías, sino que resulta necesario considerar volúmenes en períodos más pequeños, en particular volúmenes horarios. Al respecto, la AASHTO (ref. 17) ha encontrado que los volúmenes horarios máximos en un camino dado, expresados como fracción del TDPA, son muy estables con el tiempo; así, en el promedio de las carreteras estudiadas, el volumen horario máximo en el año es de 0.24, en la trigésima hora de más alto volumen de 0.15 por ciento y en la ciento veintava hora de 0.12. Para esas mismas horas, las variaciones alrededor de la media para el 70 por ciento de todas las carreteras son de ± 8 , ± 4 y ± 3 . Para México, el comportamiento no es muy diferente.

Con base en la variación de los volúmenes antes descritos, se propone un modelo de variación logarítmico basado en el volumen máximo anual (m) expresado en función del TDPA y en el número de horas (h) en que existe tránsito. Esto es:

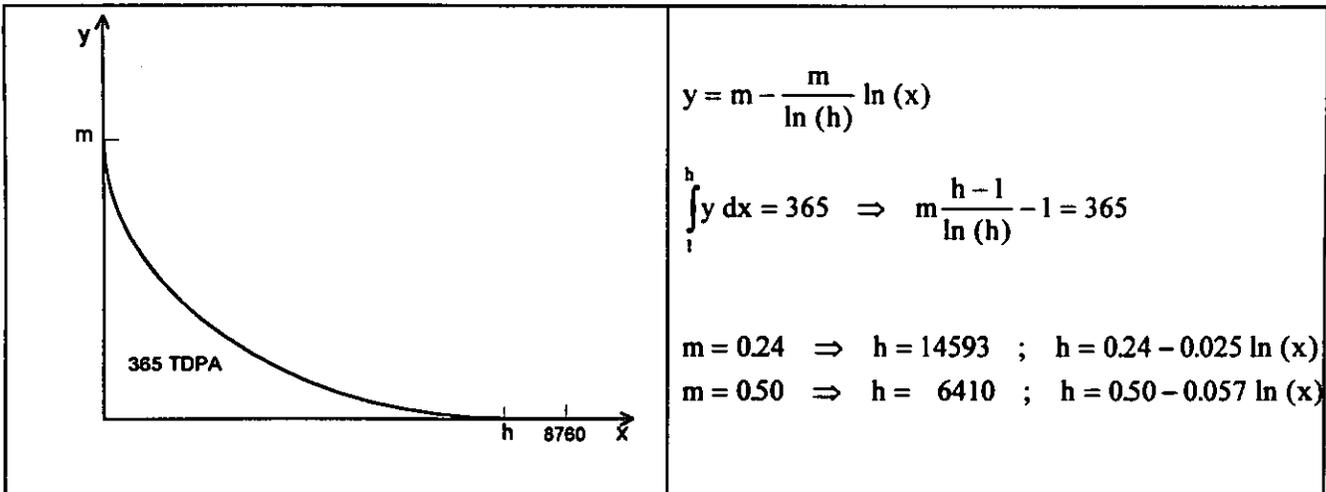


Fig. 3.3 Modelo de variación del volumen máximo anual

Note que para un volumen máximo de 0.24 del TDPA, existe tránsito durante todas las horas del año; el volumen mínimo, correspondiente a la hora 8760, equivale a 0.0131 del TDPA; para la trigésima hora es de 0.155 y para la ciento veintava es de 0.12. De manera similar para volumen máximo de 0.50 del TDPA, que no es raro en carreteras de muy bajo tránsito, se considera que el tránsito es nulo para la hora 6410, lo que implica que existan 2350 horas al año sin tránsito, que tampoco es raro en esa clase de caminos.

Por otra parte, en ciertos análisis como los de capacidad, el volumen horario puede no reflejar las variaciones del flujo que ocurren en la hora. En tales casos es útil el concepto de *intensidad del tránsito*, que es la relación entre el número de vehículos que pasan por el tramo entre la magnitud del período en horas.

Por la similitud de unidades (vehículos por hora o vph), a veces se confunde la intensidad con el volumen de tránsito, aunque pueden ser muy diferentes. Por ejemplo, considérese que los vehículos que pasan por una vía en cuatro períodos de quince minutos son 100, 200, 400 y 800 vehículos. Las intensidades de tránsito en cada uno de los períodos es la relación del número de vehículos entre la fracción de hora (1/4) que resultan en intensidades de 400, 800, 1600 y 3200 vph; en cambio, el volumen horario sería de $100 + 200 + 400 + 800 = 1500$ vph.

Para obtener las intensidades de tránsito a partir del volumen horario, se ha establecido el *factor de hora pico (FHP)*, que se define como la relación del volumen horario a la intensidad máxima en la hora. Los períodos para la intensidad suelen variar, dependiendo del tipo de vía por estudiar. Por ejemplo, para intersecciones es de 15 minutos y para carreteras de 5 minutos. El valor máximo del FHP es uno para un flujo

uniforme y el valor mínimo sería el equivalente a la fracción de hora del período bajo el supuesto que la totalidad del flujo está concentrado en alguno de los períodos.

Otra característica importante del tránsito es la separación entre los vehículos que forman el flujo. Esta separación puede medirse por distancia, en cuyo caso se denomina *espaciamiento* (S) o por tiempo, en cuyo caso se denomina *intervalo* (T). La relación entre estos dos conceptos es la velocidad (V). Por otra parte, la *densidad* (K) es el inverso del espaciamiento medio y la intensidad de tránsito (Q) el producto de la velocidad por la densidad.

Dimensionalmente, la intensidad de tránsito es el producto de la densidad por la velocidad. Esta relación es fundamental para entender el fenómeno de flujo de tránsito. En efecto, para un carril de tránsito, considérese una relación lineal entre la velocidad y la densidad. Si se conoce la densidad media máxima (K_m) y la velocidad media máxima (V_m), se tendrá que:

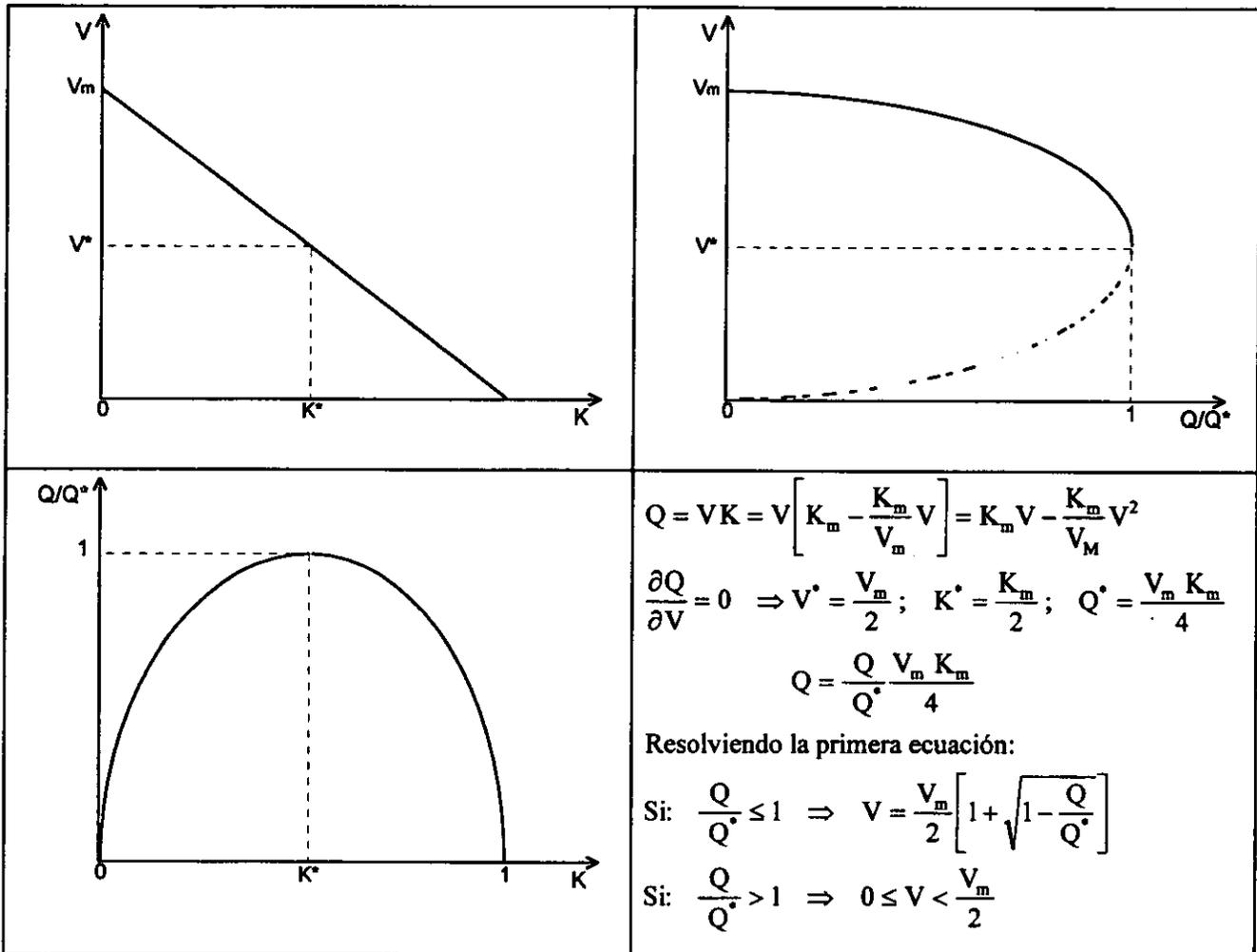


Fig. 3.4 Relación entre velocidad, densidad e intensidad

Note que la intensidad de tránsito óptima (Q^*) es precisamente la capacidad del carril, que es de 2000 vehículos ligeros por hora en condiciones ideales y ocurre a velocidades de aproximadamente 50 kph.

No obstante, la densidad y por lo tanto los espaciamientos e intervalos entre vehículos, no son uniformes ni en todo el tramo de la vía ni todo el tiempo, sino que son más bien aleatorios y pueden representarse con un proceso de Poisson. De acuerdo a esto, los intervalos están distribuidos según:

$$F_T(t) = 1 - e^{-qt}$$

en donde $F_T(t)$ es la probabilidad de que en el intervalo entre dos vehículos sea menor o igual que un intervalo t horas, cuando la intensidad del tránsito es de q vehículos por hora. La aleatoriedad de los intervalos y espaciamientos hacen que la capacidad tenga un componente aleatorio importante y por ello se define como la intensidad máxima que puede pasar por un tramo de vía con una probabilidad razonable.

Las otras características que modulan la magnitud del flujo del tránsito son la *distribución* y la *composición*. La distribución se refiere a la porción del flujo en cada sentido de circulación o en cada carril de la vía. En México, la distribución direccional en condiciones normales varía entre 0.50 y 0.66 mientras que en carreteras de más de dos carriles por sentido de circulación, el carril externo normalmente lleva una fracción del flujo mayor, quizá un 30 por ciento más. La composición se refiere al tipo de vehículos que circulan por la carretera. La más simple es la que considera automóviles (*A*), autobuses (*B*) y camiones (*C*); pero aún así puede ser muy variable, sobre todo en las carreteras menos importantes. Actualmente, una composición razonable para las vías troncales puede ser 64 - 6 - 30 (*A* - *B* - *C* respectivamente).

3.2 EL VEHÍCULO

Las características de los vehículos y sus condiciones de operación son fundamentales para definir los parámetros característicos de los elementos de proyecto geométrico. De particular importancia resultan los anchos mínimos de circulación, condiciones de visibilidad, estabilidad en curvas horizontales y capacidad de ascenso - descenso en rampas. Las características del vehículo que definen esas condiciones son básicamente: radio de giro, dimensiones, peso y potencia. Todas esas características están asociadas con el tipo de vehículo, por lo que es importante definir una clasificación de vehículos que corresponda a los que circulan por la red nacional.

3.2.1 Clasificación

De acuerdo a la nomenclatura establecida por primera vez en el Manual de Proyecto Geométrico (ref. 19), los vehículos pueden ser ligeros (cuatro ruedas) y pesados (seis o más ruedas). Los vehículos ligeros pueden ser automóviles (A_p) o camionetas (A_c). Los pesados pueden ser autobuses (B), camiones unitarios (C), tractor - semiremolque (TS) y combinaciones con remolque (CR o TSR). La nomenclatura para vehículos pesados considera el número de ejes para cada una de las unidades.

La nomenclatura anterior fue tomada por el reglamento de pesos y dimensiones (ref. 20), el cual considera tres categorías para autobuses: **B2**, B3 y B4, y doce categorías de camiones: **C2**, C3, C2R2, C3R2, T2S1, T2S2, **T3S2**, **T3S3**, T2S1R2, T3S1R2, T3S2R2 y **T3S2R4**. Las categorías marcadas con negritas cubren casi todos los vehículos pesados que circulan por la red nacional; en particular para camiones cubren el 37, 19, 24, 16, y 2 por ciento, o sea el 98 por ciento de la población de camiones (ref. 21).

3.2.2 Modelos mecanicistas

Los modelos mecanicistas se basan en relaciones que caracterizan el movimiento del vehículo a través de leyes de la mecánica. Para fines de diseño vial interesan las condiciones de estabilidad en curvas horizontales, características del movimiento longitudinal y anchos requeridos para circulación.

a) Estabilidad en curvas horizontales

Para generar este modelo, se parte del análisis de cuerpo libre del vehículo cuando transita por curvas horizontales, buscando el equilibrio de fuerzas horizontales. La figura 3.5 muestra el procedimiento de obtención de este modelo.

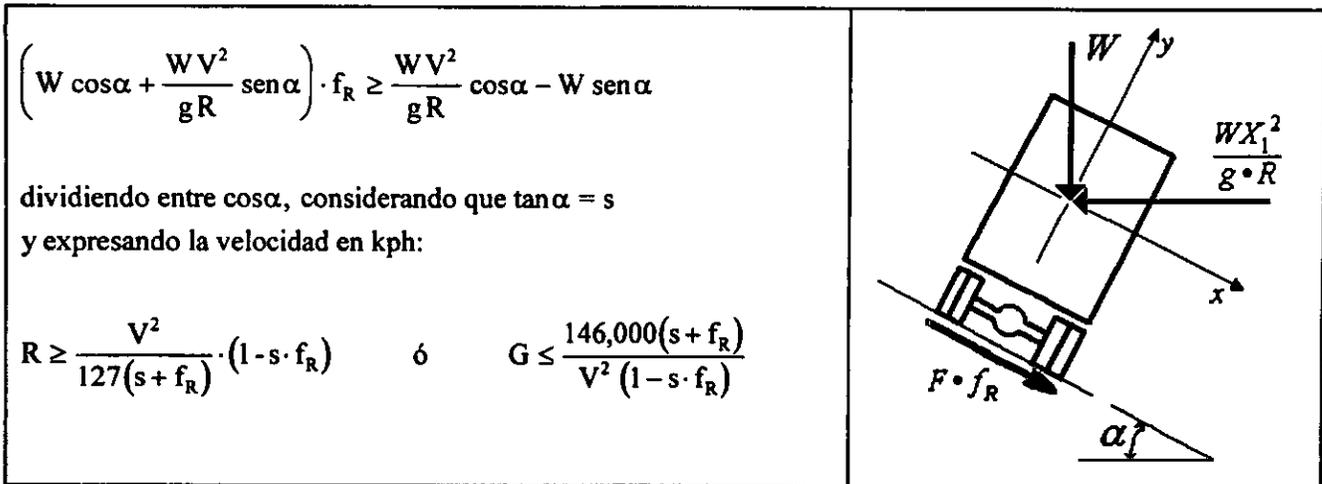


Fig. 3.5 Modelo de estabilidad en curvas horizontales

El coeficiente de fricción radial (f_R) es la fracción de fricción que utiliza el conductor que, para el radio mínimo, corresponde al máximo posible. Según Krempel, citado por Lamm (ref. 22), la relación con el coeficiente de fricción longitudinal (f_T) está dada por la llamada *elipse de fricción*:

$$\left(\frac{f_R}{f_{R_{\max}}} \right)^2 + \left(\frac{f_T}{f_{T_{\max}}} \right)^2 = 1$$

Es responsabilidad del proyectista asignar la fracción del coeficiente de fricción para dar estabilidad al vehículo cuando circula por curvas. Por ejemplo, en Alemania se establece que el 40% del percentil 95 del coeficiente tangencial (ref. 22), por lo que aún dispone del 91.65% para uso en fricción longitudinal. Más adelante se definirán los percentiles utilizados en este trabajo para generar los parámetros de interés.

b) Movimiento longitudinal

El diferencial de energía cinética entre dos velocidades es equivalente al trabajo desarrollado por la fuerza para acelerar el vehículo de una velocidad a otra. Si se expresa a la velocidad en mps, a la fuerza en newtons, la distancia en metros, se tendrá:

$$d = \frac{m}{2F_D} (V_1^2 - V_0^2) \quad ; \quad t = \frac{2d}{V_1 + V_0}$$

La fuerza disponible para acelerar, F_D , puede obtenerse restando de la fuerza tractiva (F_T) las resistencias por inercia (R_P), al rodamiento (R_R), aerodinámica (R_A) y al frenado (R_F). Si se expresa la potencia en caballos métricos (1 HP = 736 Watts):

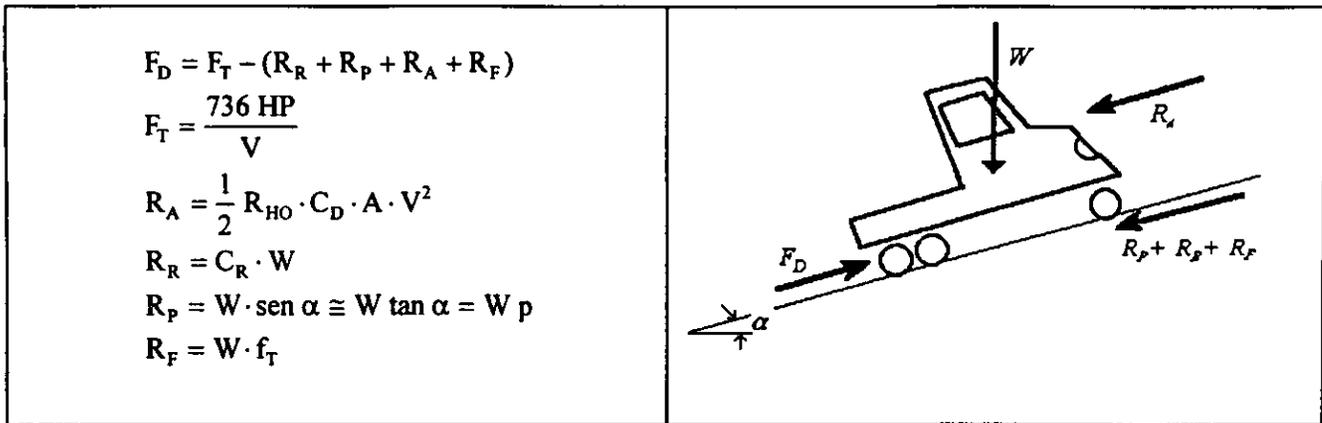


Fig. 3.6 Modelo de movimiento longitudinal. Fuerza disponible para acelerar

$$F_D = \frac{736 \text{ HP}}{V} - m g (C_R + p + f_T) - \frac{1}{2} R_{HO} C_D A V^2$$

En donde R_{HO} es la densidad del aire equivalente a 1.10 kpm^3 para una altitud de 1100 m, C_R es el coeficiente de rodamiento equivalente a 0.025 para vehículos ligeros ó 0.015 para vehículos pesados (ref. 13) para un pavimento en buenas condiciones ($IRI = 5$) y C_D es el coeficiente de resistencia al aire que varía entre 0.52 y 0.88 para los vehículos típicos que circulan por las carreteras nacionales. Por otra parte, un vehículo alcanza su *velocidad de régimen* (V_R) cuando toda la fuerza tractiva se emplea para vencer las resistencias, es decir, se anula la fuerza disponible para acelerar, en cuyo caso:

$$V_R^3 + 3c V_R - 2b = 0 \Rightarrow \begin{aligned} a &= 1/2 R_{HO} C_D A \\ b &= \frac{736 \text{ HP}}{2a} \\ c &= \frac{m g \cdot (C_R + p)}{3a} \end{aligned}$$

Esta ecuación se puede resolver de la siguiente manera:

$$\text{Para: } d = b^2 + c^3 \geq 0 \Rightarrow V_R = \left| \sqrt{d} + b \right|^{1/3} - \left| \sqrt{d} - b \right|^{1/3}$$

$$\text{Para: } d = b^2 + c^3 < 0 \Rightarrow V_R = \max \left\{ r \cos Z, r \cos \left(z + \frac{2}{3} \pi \right), r \cos \left(z + \frac{4}{3} \pi \right) \right\}$$

$$r = 2\sqrt{-c}; \quad Z = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(-\frac{2b}{c \cdot r} \right)$$

c) Ancho requerido

El ancho requerido para circular en línea recta es el ancho del vehículo. En curvas se requiere de un ancho mayor (U) que origina un sobreaño (D_u) y la proyección del vuelo delantero (VD). La figura 3.7 muestra el procedimiento para el cálculo del sobreaño requerido:

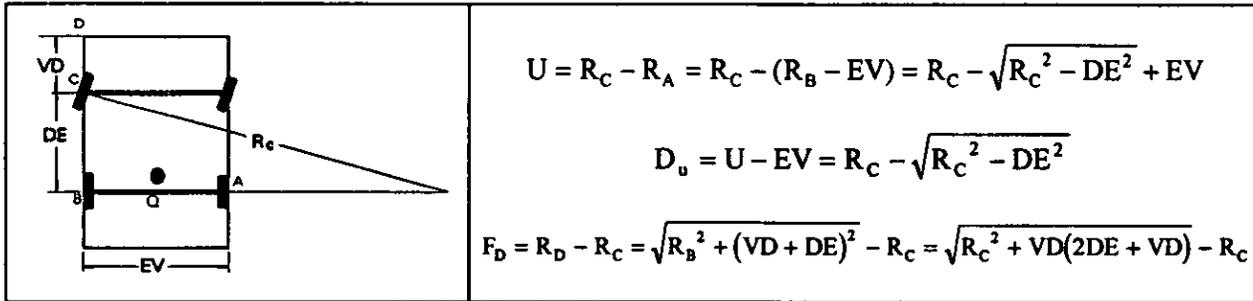


Fig. 3.7 Ancho requerido

Si el vehículo fuese un tractor - semiremolque, la posición y magnitud del desplazamiento máximo suele determinarse mediante modelos físicos y numéricos o bien con expresiones como las propuestas por la Sociedad de Ingenieros Automotrices o por el Instituto de Carreteras del Oeste (ref. 23). Este último propone:

$$D_u = R - \sqrt{R^2 - \sum L^2} \quad ; \quad R = R_c - \frac{EV}{2} \quad ; \quad \sum L^2 = DE^2 - K^2 + DE_s^2$$

en donde K es la distancia de la quinta rueda (Q) al eje trasero del tractor (aproximadamente 30 cm). Para fines del cálculo de los desplazamientos, la distancia entre ejes múltiples se mide al centro del eje múltiple.

3.2.3 Dimensiones

Las dimensiones de interés son ancho, alto y largo del vehículo. Del ancho interesa el ancho total o distancia entre puntos externos del vehículo, así como la entrevías o distancia entre las caras externas de las llantas. Del alto interesa la altura total del vehículo, la altura de los faros delanteros y traseros, así como la altura del ojo del conductor. Del largo, además de la longitud total y de cada una de las unidades, interesa la distancia entre ejes, los vuelos delantero y/o trasero y para los semiremolques, la posición de la quinta rueda o articulación.

Para vehículos pesados, el reglamento respectivo (ref. 20) establece las siguientes medidas de interés:

Tipo de vehículo	Longitud total (m) según el tipo de camino			Ancho máximo (m)	Altura máxima (m)
	A, B	C	D		
B, C	14.0	14.0	12.5	2.6	4.15
TS	20.8	16.5	--	2.6	4.15
CR	28.5	22.5	--	2.6	4.15
TSR	28.5	23.5	--	2.6	4.15

Tabla 3.1 Dimensiones autorizadas para vehículos pesados

En la realidad, las distancias entre ejes son muy variables para los distintos tipos de vehículos. La figura 3.8 muestra los histogramas de las distancias entre ejes extremos de vehículos cargados medidos durante 1993 en el estudio de pesos y dimensiones de la SCT (ref. 24). Como se puede observar, en cada clase de vehículos pesados se pueden encontrar al menos dos subpoblaciones y hasta cuatro, como es el caso específico de los vehículos C2. De la tabla 3.2 se observa que la distancia entre ejes de los ejes dobles o triples no definen a las subpoblaciones.

Tipo de vehículo	DISTANCIA ENTRE EJES MEDIAS (cm) Y COEFICIENTE DE VARIACIÓN (%)								
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	Total
C2	528 (17)								528 (7)
C3	502 (10)	127 (6)							629 (8)
T3S2	452 (12)	136 (7)	818 (17)	115 (9)					1521 (11)
T3S3	455 (9)	137 (7)	658 (16)	119 (8)	117 (8)				1486 (9)
T3S2R4	482 (10)	142 (7)	673 (28)	122 (8)	238 (16)	119 (8)	592 (20)	111 (10)	2478 (11)

Tabla 3.2 Distancias entre ejes de vehículos pesados observadas durante 1993

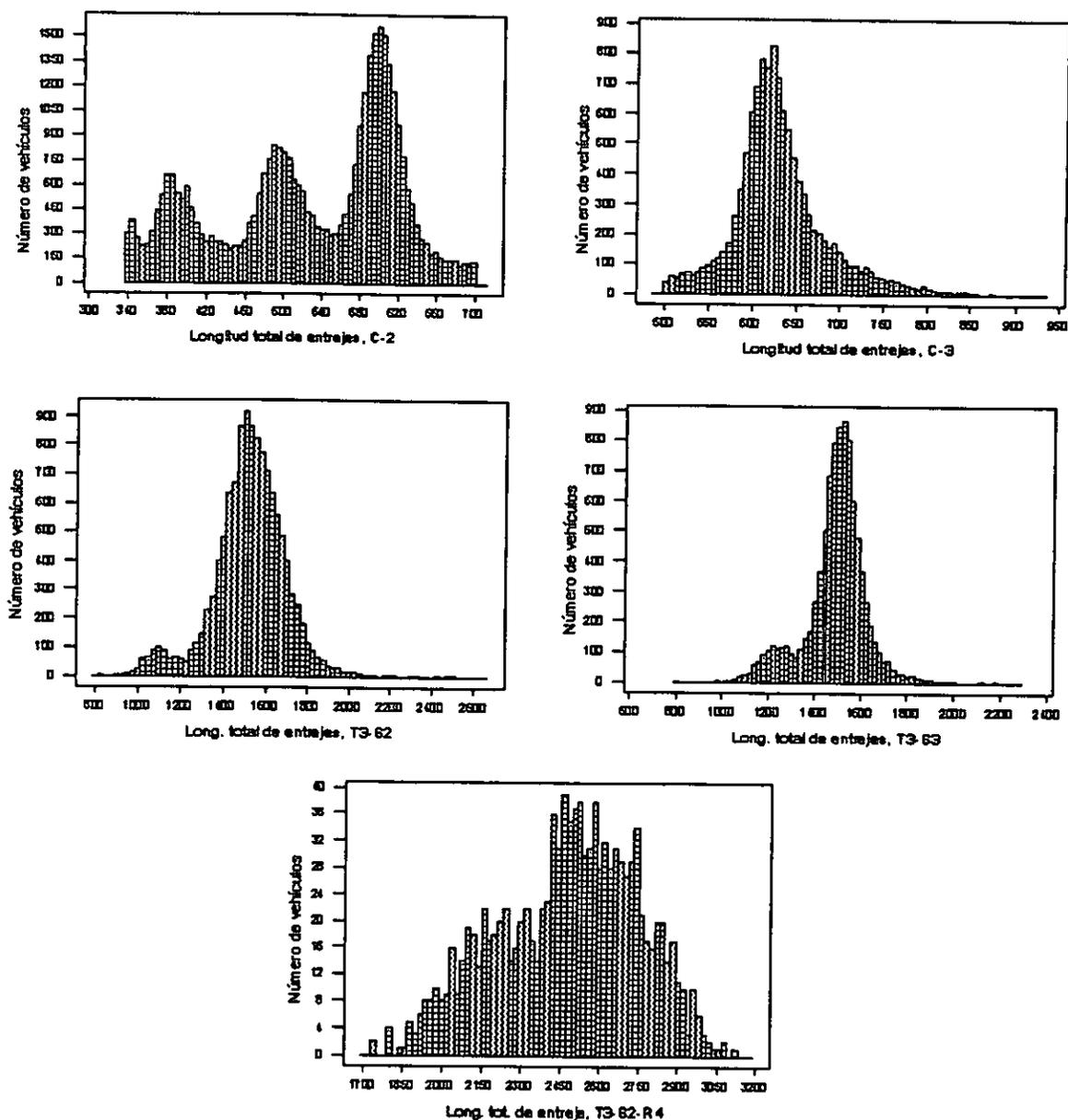


Fig. 3.8 Distancias entre ejes totales de vehículos en la red

3.2.4 Relación peso/potencia

La relación entre el peso del vehículo y la potencia del motor definen la capacidad de aceleración de los vehículos. De ahí que la relación peso / potencia se considera un parámetro básico para el diseño de alineamientos verticales. La razón de utilizar la relación peso/potencia en lugar de dos variables separadas es

que no son independientes, pues los vehículos más potentes por lo general son los que arrastran un mayor peso.

La AASHTO (ref. 17) muestra que, en estudios realizados en los Estados Unidos, existe una buena correlación positiva entre el peso total del vehículo y la relación peso/potencia que, además, ha mejorado año con año. Por ejemplo, para un vehículo de 26 toneladas, como el vehículo C3 con la carga máxima legal en México, la relación peso/potencia en los años 1949, 1955, 1963 y 1975 ha sido de 218, 195, 155 y 135. Esta última relación es la que recomienda la agencia para diseño (300 lb/hp ó 136 kg/hp).

La variación de la potencia nominal entre vehículos del mismo tipo no es muy grande, ya que la variedad de motores disponibles en el mercado no es ilimitada; entonces la variación de la relación peso/potencia puede ser explicada a través de la variación de los pesos vehiculares. La figura 3.9 muestra las potencias nominales de una muestra de 450 vehículos tomada en Amozoc, Puebla, durante uno de los muestreos para estudios de pesos y dimensiones (ref. 25). Las potencias reportadas fueron indagadas con fabricantes y transportistas a partir de información obtenida de las observaciones, tales como marca, año, modelo y clase. El mismo estudio recomienda usar, para diseño, una relación peso/potencia de 210 kg/hp bajo un escenario realista, en el que los pesos vehiculares exceden a los reglamentarios, o de 165 kg/hp para un escenario con pesos vehiculares reglamentarios.

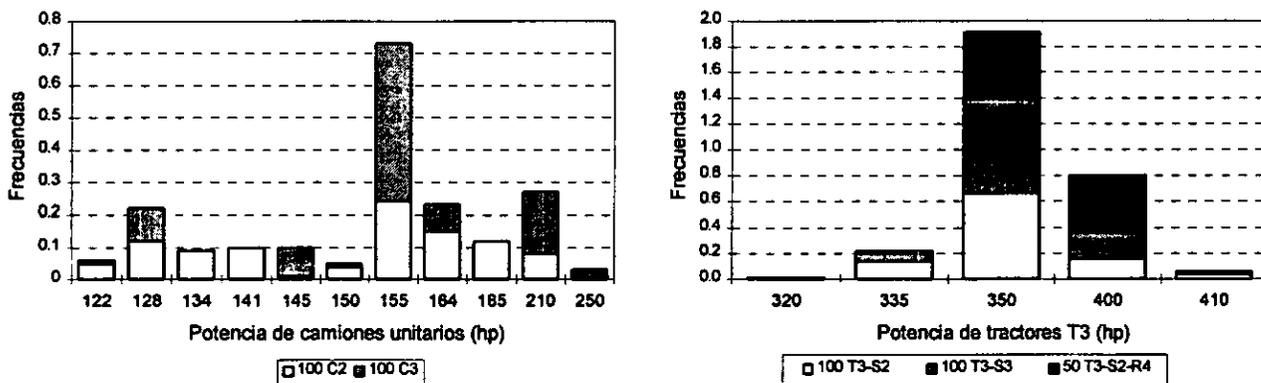


Fig. 3.9 Potencias nominales de vehículos pesados en México

Se observa que las potencias típicas para vehículos unitarios pueden ser de 140 (30%), 160 (50%) y 210 (20%). Para tractores de vehículos articulados, las potencias pueden ser de 350 (75%) y 400 (25%). Sin embargo, las condiciones de uso del vehículo y las preferencias de manejo de los conductores hacen que rara

vez se utilicen las potencias nominales, sino solamente una fracción que suele ser del 70 al 90 por ciento, siendo probable que las fracciones mayores se usen en las potencias menores.

Otro parámetro significativo en vehículos pesados es la potencia para frenar con motor, ya que es una práctica común en el manejo eficiente de los vehículos. En estas condiciones, las resistencias que se oponen al avance del vehículo actúan en el mismo sentido que la fuerza tractiva. La potencia para frenar con motor es proporcional a la potencia nominal del motor, aunque su utilización depende fundamentalmente de las prácticas de carga del vehículo y de las preferencias del conductor. En términos generales, su valor corresponde al doble de la potencia usada en ascenso.

Las potencias nominales de esos vehículos varían entre 70 y 200 hp. Aún para las bajas potencias, la relación peso / potencia resulta tan favorable, que en general no los limita para sostener las velocidades deseadas: aún en rampas de fuerte pendiente. Esta disparidad respecto a los vehículos pesados es lo que limita las características del alineamiento vertical, ya que, por motivos de consistencia, no pueden admitirse grandes diferencias entre las velocidades de ambas clases de vehículos. Por lo tanto, aún para vehículos ligeros, deben considerarse los modelos mecanicistas previstos.

En cuanto al peso, según el reglamento respectivo (ref. 20), los pesos máximos en toneladas de los camiones más comunes en la red nacional son:

<i>Tipo de vehículo</i>	<i>Tipo de carretera</i>		
	<i>A, B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
<i>C2</i>	17.5	15.5	14.5
<i>C3</i>	26.0	23.0	20.5
<i>T3S2</i>	44.0	39.0	—
<i>T3S3</i>	48.5	43.0	—
<i>T3S2R4*</i>	66.5	58.0	—

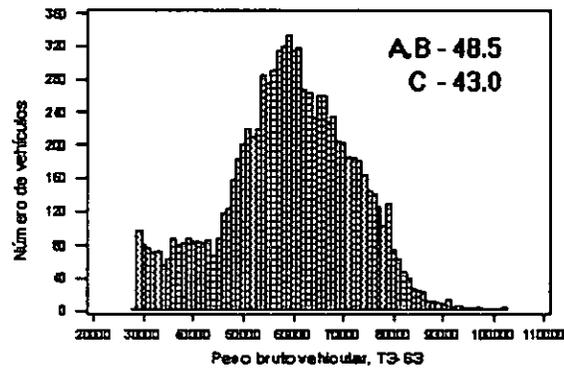
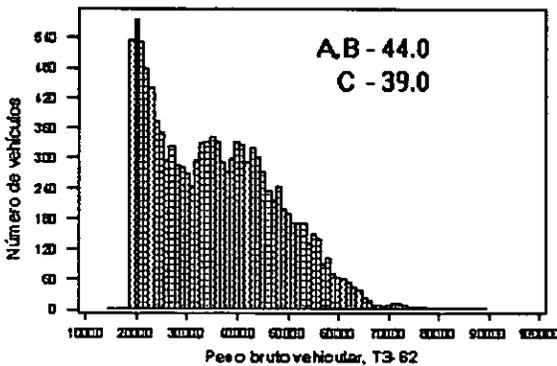
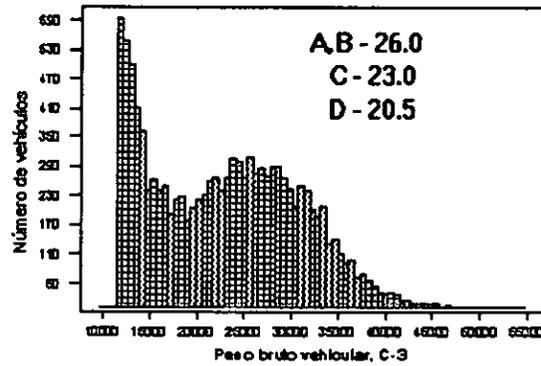
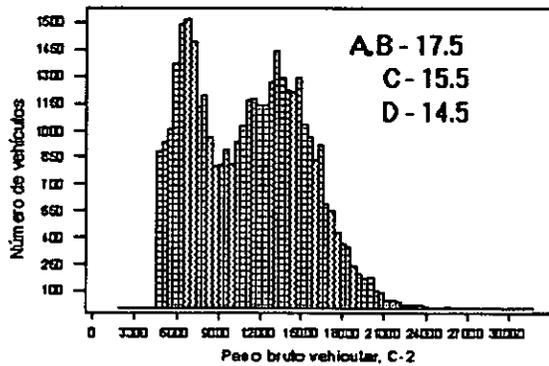
* Según la carga admitida en cada eje, estos pesos serían de 80 y 71

Tabla 3.3 Pesos máximos totales para vehículos pesados

La figura 3.10 muestra los histogramas de los pesos de vehículos cargados registrados durante 1993 en el estudio de pesos y dimensiones de la SCT (ref. 24). Se observa que las subpoblaciones están menos definidas que en el caso de distancias entre ejes y que existen sobrecargas importantes, respecto al reglamento, en todas las clases de vehículos. Estadísticamente, las medias en toneladas y coeficientes de variación en porcentaje se muestran en la tabla 3.4:

Tipo de vehículo	PESO POR EJE (ton) Y COEFICIENTE DE VARIACIÓN (%)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Total
C2	3.3 (35)	8.0 (41)								11.3 (36)
C3	4.3 (26)	9.3 (39)	9.2 (43)							22.8 (34)
T3S2	4.1 (20)	7.8 (34)	7.8 (35)	7.7 (45)	8.2 (45)					35.6 (34)
T3S3	4.2 (19)	11.3 (23)	11.3 (23)	10.5 (29)	10.6 (27)	11.0 (29)				58.9 (22)
T3S2R4	4.3 (19)	8.7 (31)	8.5 (32)	9.2 (36)	9.2 (38)	7.6 (38)	6.9 (40)	8.3 (40)	8.5 (42)	71.2 (32)

Tabla 3.4 Pesos por eje de vehículos pesados observados durante 1993



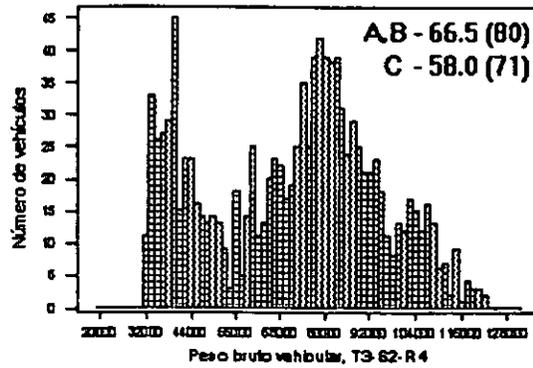


Fig. 3.10 Peso de los vehículos que circulan por la red

En México aún existe una importante proporción de vehículos que circulan vacíos o parcialmente cargados. De acuerdo a un estudio de pesos y dimensiones se encontró que la utilización de vehículos entre 1991 y 1994 fue :

<i>Vehículo</i>	<i>Vacíos</i>	<i>Cargados</i>	<i>Sobrecargados</i>
<i>C2</i>	41.4	52.0	6.6
<i>C3</i>	31.9	47.9	20.2
<i>T3S2</i>	23.6	57.5	18.9
<i>T3S3</i>	26.3	27.3	46.4
<i>T3S2R4</i>	22.7	45.2	32.1
<i>Todos</i>	34.4	46.1	19.5

Tabla 3.5 Utilización de vehículos entre 1991 y 1994

Los altos porcentajes de vehículos vacíos y sobrecargados indica un gran desequilibrio en el sistema de transporte carretero. No parece racional que se admitan las sobrecargas que se indican y menos aún que se consideren para el proyecto.

3.2.5 Vehículos característicos

El *vehículo característico* es un vehículo hipotético cuyas características son representativas de las que tienen los que circulan por la red nacional; es un concepto similar al del *vehículo de proyecto*, excepto porque sus características son estocásticas en vez de deterministas. Pueden establecerse tantos vehículos característicos como subpoblaciones existan en el flujo; sin embargo, parece preferible definir categorías más

agregadas acordes con la variabilidad de la composición del tránsito y la configuración general de los vehículos.

Para los fines de este trabajo, se consideran las categorías de automóviles (A), autobuses (B), camiones unitarios (C) y tractores semiremolques (TS). Por ser relativamente pocos, no se consideraron los tractores-semiremolque-remolques. De acuerdo con las observaciones, la forma de las distribuciones de cada una de las características se asemeja a la normal, excepto porque tienen un límite inferior acotado. Por lo tanto podrían representarse con una distribución Weibull con factor de forma (β) de 0.274 y valores límite mínimo y media congruentes con lo observado. La tabla 3.6 muestra los parámetros de las distribuciones:

<i>LÍMITE MÍNIMO (ϵ) Y MEDIA DE LAS CARACTERÍSTICAS</i>				
<i>Concepto</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>CU</i>	<i>TS</i>
<i>Composición</i>	0.64	0.06	0.17	0.13
<i>Alto (m)</i>	1.10 / 1.25	2.00 / 3.35	1.80 / 2.70	2.50 / 3.35
<i>Ancho (m)</i>	1.65 / 1.80	1.80 / 2.10	1.90 / 2.10	2.00 / 2.20
<i>Largo (m)</i>	3.50 / 5.00	8.00 / 10.5	7.00 / 9.00	12.0 / 18.0
<i>D. E. (m)</i>	2.25 / 3.00	4.50 / 6.10	4.50 / 6.10	10.0 / 15.5
<i>Tara (ton)</i>	1.00 / 1.50	7.50 / 9.00	3.50 / 6.00	15.0 / 18.0
<i>Carga (ton)</i>	0.00 / 0.30	0.00 / 4.00	0.00 / 13.0	0.00 / 35.0
<i>Potencia (hp)</i>	70 / 160	250 / 300	120 / 180	250 / 360

Tabla 3.6 Características de los vehículos característicos

Las características anteriores no son independientes, sino que están relacionadas entre sí, pues a mayores dimensiones corresponden mayores pesos y potencias. Otras características también están relacionadas. Para fines de este trabajo, se considera que el vuelo delantero corresponde a la tercera parte de la diferencia de la longitud y distancia entre ejes. También resulta lógico que las alturas de los ojos del conductor y de los faros se relacionen directamente con la altura del vehículo. Para los fines de este estudio se consideran factores de relación de 0.8 y 0.4 respectivamente. En vehículos TS, la distancia entre el eje delantero y el centro del eje doble del tractor es de 5.20 m; la diferencia con la distancia entre ejes total corresponde a la del semiremolque.

3.3 EL CONDUCTOR

El proyecto de carreteras requiere del conocimiento de las características físicas del usuario del camino. El ser humano es el elemento crítico en la determinación de muchas de las características del tránsito. De esta forma cuando los conductores hacen uso de una vía compatible con sus capacidades y limitaciones, las expectativas que se forman conforme transitan por la vía serán satisfechas. Cuando el diseño es incompatible con los atributos de los conductores las posibilidades de cometer errores en la conducción se incrementan.

Siendo el conductor un ser humano, no es posible establecer un modelo que los caracterice adecuadamente. El proceso de conducción que se estableció en el capítulo anterior es un esfuerzo en esa dirección. A continuación se mencionan algunos aspectos que caracterizan al conductor y que son necesarios para la determinación de las normas de proyecto de carreteras.

3.3.1 Tiempo de reacción

También es conocido como tiempo de *percepción - reacción* (t_{PR}). Es el intervalo de tiempo que requiere el conductor entre ver, oír o sentir y empezar a actuar en respuesta al estímulo del tránsito o del camino. Idealmente esta respuesta por parte del conductor requiere de un tiempo para percepción, intelección, emoción y volición. Así, mientras más compleja es una situación se incrementa el tiempo de percepción - reacción, incrementándose la posibilidad de cometer un error en la conducción. Según la AASHTO, para situaciones complejas es adecuado considerar un tiempo de percepción - reacción de 2.5 segundos (ref. 17), aunque varios autores argumentan que no es suficientemente alto; alguno de ellos ha llegado a proponer 3.5 segundos (ref. 26). No obstante, hay evidencias de que este tiempo puede ser menor cuando los conductores van alerta; la misma AASHTO reporta estudios en donde se han obtenido tiempos de 2/3 de segundo. Considerando esta información, se propone una distribución de probabilidad Weibull que represente las condiciones medias, misma que se muestra en la figura 3.11.

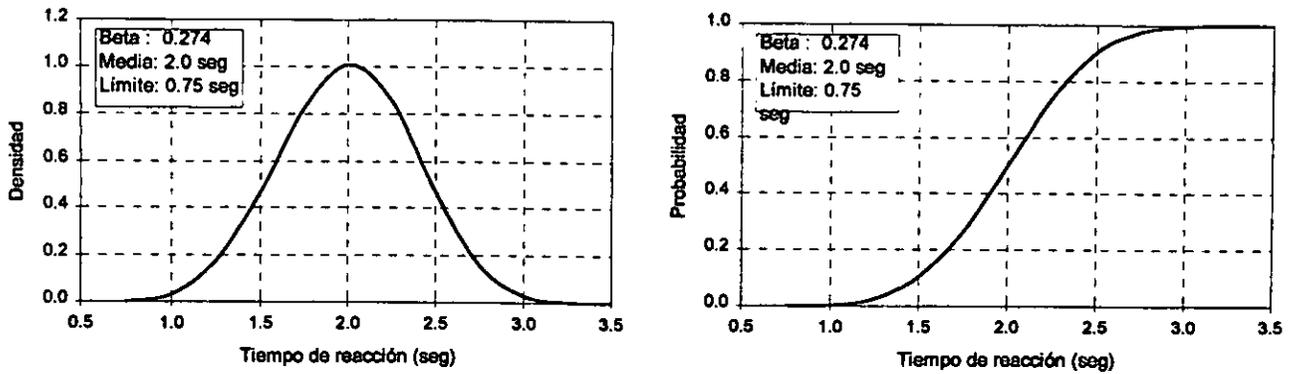


Fig. 3.11 Distribución del tiempo de reacción

3.3.2 Determinación de la velocidad deseada

Uno de los aspectos más importantes de este trabajo es la determinación de la velocidad a la que desean circular los conductores (Y). Como se ha visto anteriormente, partiendo de la distribución de esta velocidad es posible la determinación de las colecciones de valores del parámetro de interés representadas por su distribución de probabilidad acumulada o el complemento a uno de ella.

La velocidad deseada es aquella que demandan los conductores. Está condicionada por las habilidades y riesgos inherentes al conductor y por las expectativas que construye dadas las características de la carretera y de su vehículo. Parece evidente que la velocidad deseada es una variable aleatoria, cuyos parámetros dependen de las características de la carretera, del tránsito y del entorno, como el motivo y extensión de viaje o límite legal de velocidad (ref. 27). Por lo tanto, para definir las distribuciones requiere de ciertas hipótesis. Así, el Banco Mundial considera en su modelo (ref. 13) que la velocidad deseada es la que adoptan los conductores cuando no existe limitación por parte de algunos de los elementos de la carretera (alineamiento horizontal, alineamiento vertical y superficie de rodamiento). Las características del vehículo, tipo de carretera (uno o dos carriles) y superficie de rodamiento (pavimento o revestimiento), se consideran a través de juegos de distribuciones para cada combinación. La figura 3.12 muestra las distribuciones tipo Weibull de las velocidades deseadas propuestas por el Banco Mundial para carreteras pavimentadas de dos carriles.

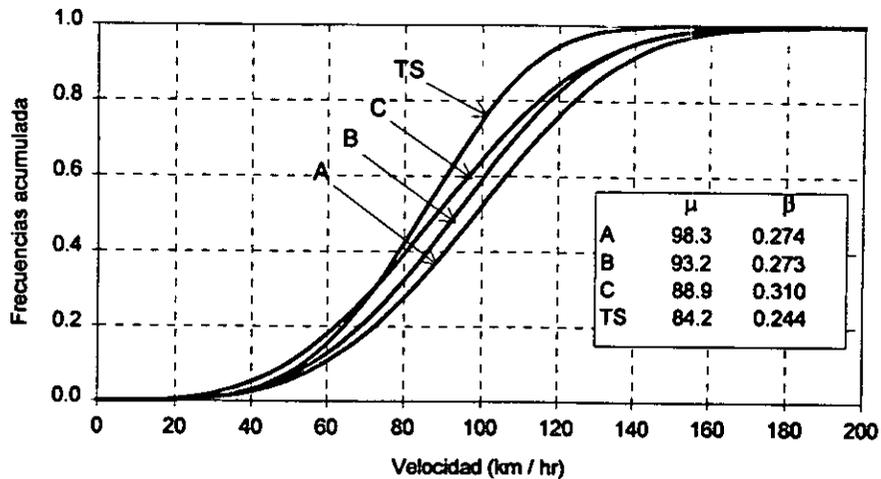
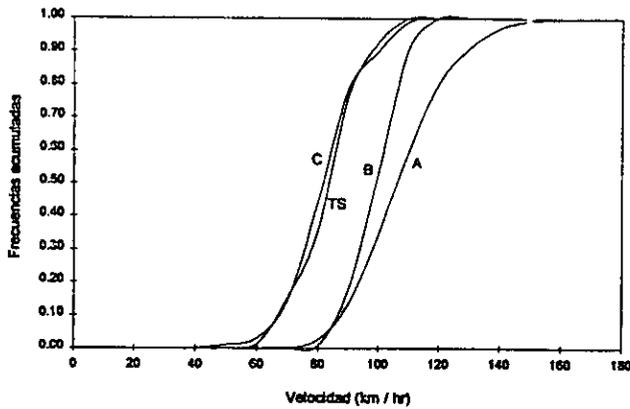


Fig. 3.12 Distribuciones de probabilidad de velocidades deseadas para carreteras de dos carriles. (B.M.)

Los factores de forma y escala pueden ser representativos de las distribuciones de velocidad registradas en las carreteras mexicanas; pero el principal problema con el modelo del Banco Mundial es que parece poco realista que las distribuciones admitan valores nulos (es decir, supone $\epsilon = 0$), pues parece evidente que los conductores no aceptan ni desean velocidades cercanas a cero.

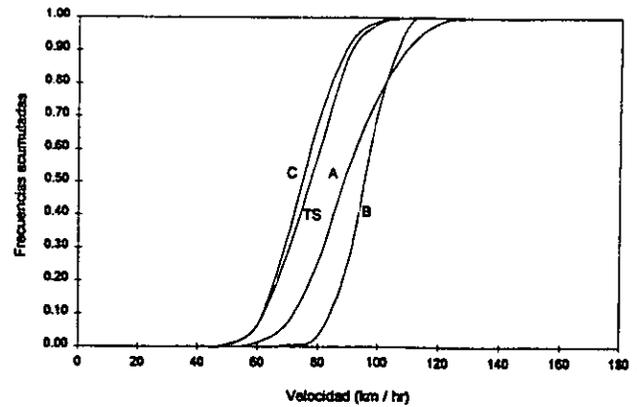
Para el Banco Mundial la hipótesis anterior es necesaria, ya que una de las condiciones requeridas para desarrollar el modelo es que el factor de forma y el límite mínimo sean iguales para todas las restricciones de velocidad (ver *Modelo de Velocidad* en el capítulo anterior) y, para algunas de ellas, tales restricciones pueden ser cercanas a cero. Además, el modelo se calibró para rangos muy cercanos a la velocidad media y por lo tanto no se ve muy afectado en las colas de la distribución. Sin embargo, en este trabajo las condiciones son diferentes puesto que se requiere trabajar con la distribución completa, incluidas las colas. Por ello las distribuciones tienen que ser más reales.

Para la determinación de los parámetros que caracterizan las distribuciones de las velocidades deseadas, se analizaron algunas mediciones de velocidad efectuadas en tramos carreteros que presentan condiciones favorables de operación. En particular, las que se realizaron en carreteras de Sinaloa de dos y cuatro carriles, en tramos rectos y planos y en buen estado superficial, como parte de una investigación de tesis. Para carreteras de dos carriles, la muestra consta de 1212 observaciones, con una composición de 42.5%, 15.5%, 20.5% y 21.5% (A, B, C y TS respectivamente). Para carreteras de cuatro carriles, la muestra consta de 895 observaciones, con una composición de 64%, 16%, 11% y 9%. La figura 3.13 muestra los polígonos de frecuencias acumuladas y las principales características de las muestras.



TIPO	AVG	DV	MAX	MIN	N
A	113	16	176	76	575
B	104	9	123	85	140
C	87	12	118	54	99
TS	88	11	113	65	81

Cuatro carriles



TIPO	AVG	DV	MAX	MIN	N
A	95	14	156	63	520
B	101	8	118	75	186
C	80	11	115	48	247
TS	83	11	121	48	259

Dos carriles

Fig. 3.13 Velocidades observadas en Sinaloa, México

Se notará que existen diferencias significativas entre las velocidades de los vehículos en carreteras de cuatro y dos carriles, lo que es congruente con la hipótesis de que la sección transversal define, en gran medida la velocidad deseada. Se observa también que la distribución de velocidades de camiones unitarios es semejante a la de los articulados, tanto para carreteras de dos carriles como para de cuatro carriles. Para los autobuses, la sección parece tener menos influencia, aunque, en contra de lo esperado, en carreteras de dos carriles la mayor parte de los autobuses circulan a mayor velocidad que los automóviles, no así para las carreteras de cuatro carriles.

Para los fines de este trabajo, sería atractivo utilizar una sola distribución de velocidad que incluya a todos los vehículos. Sin embargo en ciertos elementos, las rampas por ejemplo, se requiere considerar específicamente a los vehículos pesados. Por lo tanto, conviene establecer dos distribuciones extremas de velocidad deseada: una para automóviles y otra para camiones. Los autobuses quedarían en algún lugar intermedio.

Si bien la forma de las distribuciones sugiere que las velocidades se distribuyen de acuerdo a una distribución normal, es posible observar la existencia de un límite en el extremo izquierdo, que en este caso representaría la velocidad mínima a la que desean circular los conductores por esta carretera. Por otro lado, la

distribución normal, siendo abierta, puede tomar valores negativos que no tienen significado físico. Por ello y por razones comentadas con anterioridad, se propone ajustar la distribución a una Weibull. Los parámetros de las distribuciones pueden obtenerse mediante técnicas de regresión lineal, tomando como datos las distribuciones de frecuencias acumuladas de las muestras de velocidades libres mencionadas anteriormente.

A partir de la distribución de probabilidad Weibull se obtiene la expresión que sirve de base para la obtención de los parámetros descriptivos de la distribución (Apéndice 1). Sea la distribución de probabilidad Weibull:

$$F = 1 - \exp \left[- \left(\frac{v - \epsilon}{\theta - \epsilon} \right)^{1/\beta} \right]$$

Ordenando la distribución de probabilidad, se obtiene la siguiente expresión:

$$v = (\theta - \epsilon) [-\ln(1 - F)]^\beta + \epsilon \Rightarrow y = mx + b$$

Suponiendo conocido el valor de β , es posible determinar los valores de los parámetros θ y ϵ para cada una de las distribuciones muestrales. Considerando los factores de forma propuestos por el Banco Mundial para automóviles y camiones, se obtiene que:

VEHÍCULO	CUATRO CARRILES				DOS CARRILES		
	β	ϵ	μ	R^2	ϵ	μ	R^2
Automóviles	0.274	52	108	0.973	42	93	0.9611
Camiones	0.244	29	82	0.994	35	77	0.9927

Tabla 3.7 Resumen de parámetros estimados mediante regresión lineal

La figura 3.14 compara las distribuciones obtenidas con las propuestas por el Banco Mundial para vehículos A y TS. Podrá notarse que en la región de la media existe cierta congruencia entre las distribuciones.

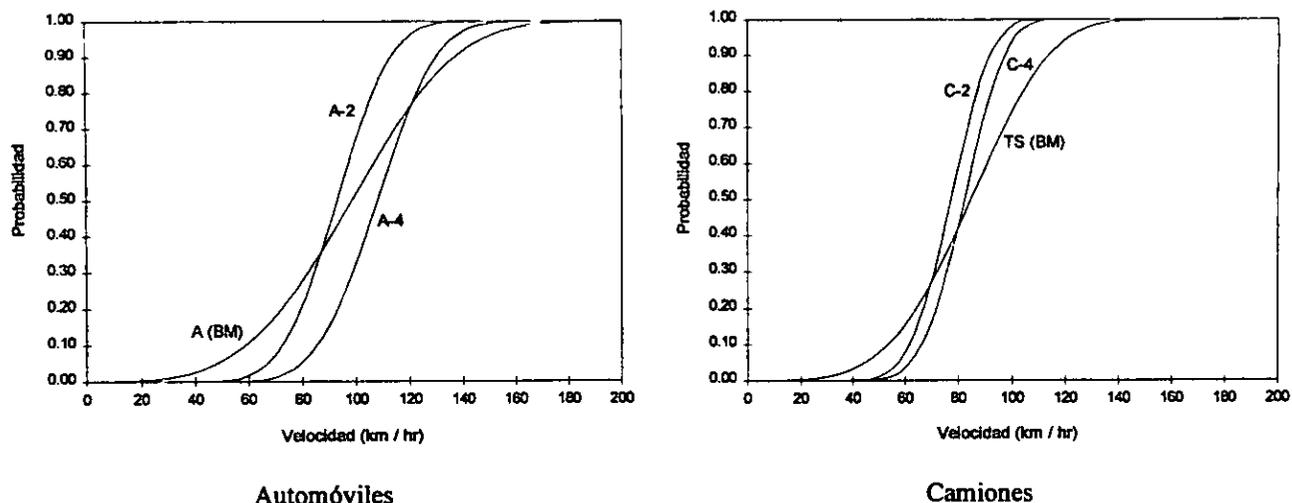


Fig. 3.14 Distribuciones de velocidades deseadas obtenidas y comparación con las del Banco Mundial

Con base en análisis como los anteriores y en datos de velocidades puntuales en diversas carreteras, se propone utilizar un factor de forma (β) uniforme de 0.274, una velocidad deseada mínima equivalente a la mitad de la velocidad media que, para automóviles y autobuses, sería se 110, 90 y 70 kph para vías troncales, alimentadoras y locales. Para camiones, la velocidad deseada media sería menor en 20 kph. La figura 3.15 muestra las distribuciones resultantes para 30 por ciento de camiones. Note que en este caso la probabilidad es también la confiabilidad.

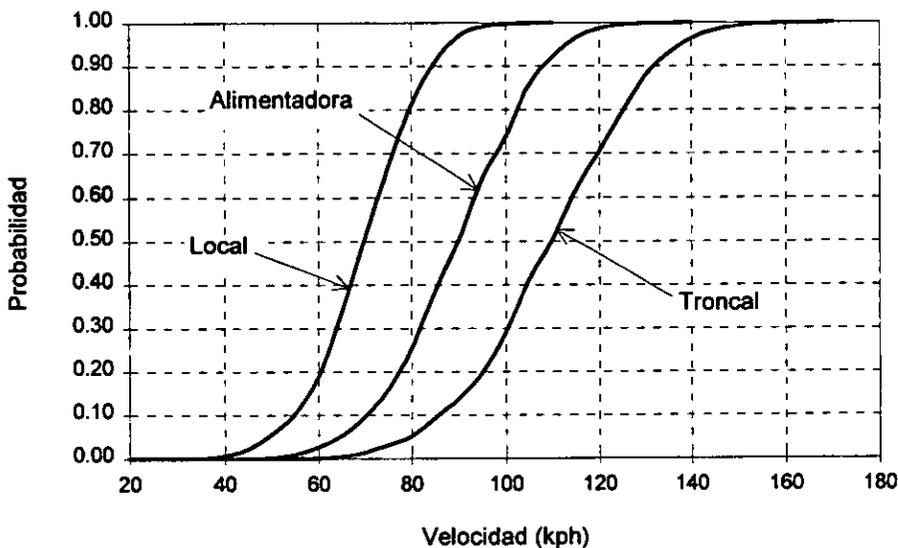


Fig. 3.15 Velocidad deseada global

4. NORMAS DE PROYECTO GEOMÉTRICO

Conforme al marco teórico del capítulo 2 y las características los elementos básicos del sistema carretero del capítulo 3, este capítulo presenta la construcción de las normas de proyecto geométrico correspondientes a los rubros de sección transversal, alineamiento horizontal y alineamiento vertical. Se presenta el enfoque propuesto para que exista *consistencia* entre los parámetros de que conforman los rubros anteriores.

4.1 CONSISTENCIA

El atributo de consistencia caracteriza la uniformidad entre todos y cada uno de los elementos de proyecto. El concepto de velocidad de proyecto sirvió de base para lograr este atributo, al cual debían referirse los parámetros característicos de todos los elementos. Sin embargo, como se comentó con anterioridad, esto no fue posible, y el concepto se redujo a la aplicación en algunos de los elementos principales de la carretera, como los del alineamiento horizontal. Por ejemplo, los criterios de consistencia

propuestos por Lamm (ref. 28) se refieren a la diferencia de curvatura entre curvas sucesivas del alineamiento horizontal y a la diferencia del percentil 85 de la velocidad de operación en ellas con la velocidad de proyecto. Según este criterio, los límites propuestos para diferenciar proyectos buenos, aceptables y pobres son de 180 y 360 gones por kilómetro ó de 10 y 20 kph (1 gon = 1 grad ó 1 gon = 0.9°).

Este trabajo propone referir los parámetros característicos de los elementos de proyecto a una medida de **confiabilidad**, definida en el capítulo 2 como la probabilidad de que la velocidad deseada exceda a la ofrecida por la carretera y, por lo tanto, la fracción de conductores satisfechos con el parámetro de diseño. La confiabilidad mínima a ser considerada debe ser mayor al cincuenta por ciento y el diferencial de confiabilidad tolerable entre elementos sucesivos debe determinarse a partir de los diferenciales de velocidad tolerables. Se proponen estos diferenciales de 10 kph para buenos proyectos, entre 10 y 20 kph para aceptables y más de 20 kph para pobres.

Respecto a la calidad de un proyecto, debe hacerse énfasis en que el atributo más importante es la *consistencia de la confiabilidad*, aún más que su nivel. Un diseño con una confiabilidad uniforme del 60% puede ser mucho mejor que otro que tiene elementos con confiabilidades del 90% y otros con confiabilidades inferiores al 50%.

Para determinar la confiabilidad de los parámetros característicos de los elementos para proyecto se hicieron 5000 simulaciones con el programa del Anexo 2 y los resultados se usaron para construir los diagramas de confiabilidad, de acuerdo con el marco teórico del capítulo 2.

La figura 4.1 muestra la confiabilidad de las velocidades deseadas por los conductores para las vías troncales, alimentadoras y locales. Mediante estas gráficas es posible determinar el diferencial de confiabilidad tolerable en función de los diferenciales de velocidad propuestos en párrafos anteriores para diseños buenos, aceptables y pobres. De acuerdo a los criterios de Lamm, en un buen diseño la confiabilidad de todos los elementos del tramo no difieren entre sí en más del quince por ciento; los diseños pobres, en cambio, tienen diferenciales de confiabilidad de más del treinta por ciento.

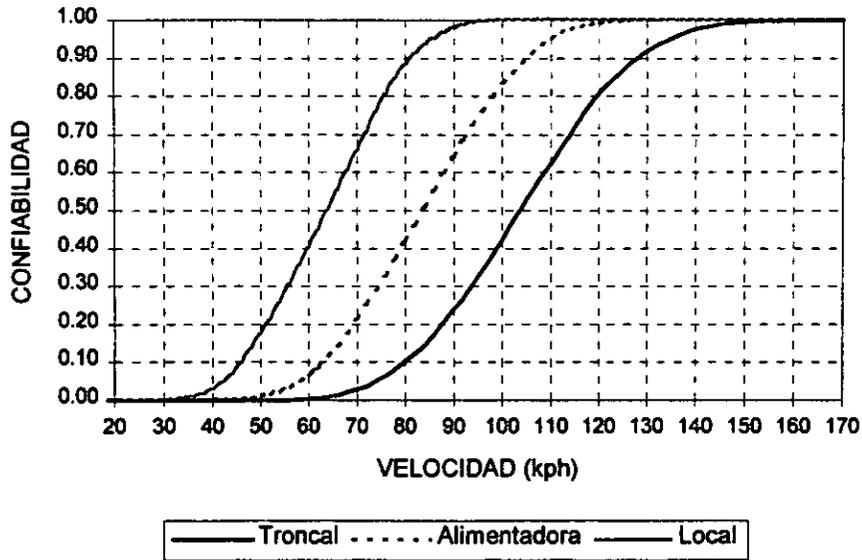


Fig. 4.1 Distribuciones de velocidad deseada

4.2 DISTANCIAS DE VISIBILIDAD

Uno de los requerimientos principales para que el proyecto geométrico sea seguro es que la visibilidad permitida por cada uno de sus elementos sea mayor que cierta distancia mínima. Esta distancia puede ser la de parada, la de rebase o la de decisión. Es necesario determinar cada una de estas distancias, pues la velocidad de visibilidad de parada debe proporcionarse en toda la vía y la distancia de visibilidad de rebase en al menos el 20 por ciento de la longitud de las vías de dos carriles, como lo establecen las normas alemanas.

4.2.1 Distancia de visibilidad de parada

La *distancia de visibilidad de parada* es la distancia recorrida durante el tiempo de percepción - reacción (t_{PR}) más la requerida para frenado. Entonces:

$$D_p = V_0 \cdot t_{PR} + \sum_{i=0}^{n-1} \frac{m(V_i^2 - V_{i+1}^2)}{2 \cdot F_D}$$

En las normas tradicionales, en el cálculo de F_D suele ignorarse la capacidad del motor para frenar y las resistencias aerodinámicas, a la pendiente y al rodamiento. Además se supone que la distancia recorrida

en el frenado se logra en un solo paso, es decir, no se consideran los incrementos de distancia correspondientes a los decrementos de velocidad. En el presente trabajo se consideran las resistencias aerodinámicas y al rodamiento, la capacidad del motor para frenar y que la maniobra se realiza en terreno plano. Esto implica resolver las expresiones anteriores a través de una integración numérica por intervalos de velocidades. La capacidad del motor para frenar se consideró equivalente a la pérdida de eficiencia en la transmisión, que es aproximadamente del 5 % de la potencia nominal. De esta forma, tenemos que la fuerza disponible para frenar es:

$$F_D = \frac{0.05 \cdot 736 \cdot HP}{V_i} + \frac{1}{2} R_{HO} C_D A \cdot V_i^2 + m(C_R + f_T)$$

Uno de los principales inconvenientes con las normas mexicanas actuales, es que no consideran la disminución del coeficiente de fricción longitudinal a medida en que aumenta la velocidad, en contradicción con los trabajos de investigación realizados en otros países (ref. 29). Esto se aprecia en la figura 4.2 en donde se comparan los coeficientes de fricción longitudinal propuestos por la AASHTO (y utilizados en México) con una curva que engloba los coeficientes propuestos en Estados Unidos y cuatro países europeos.

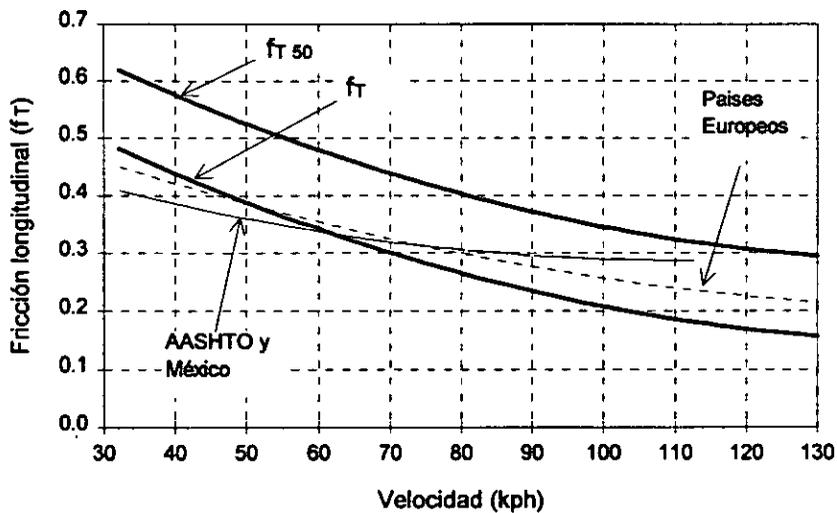


Fig. 4.2 Coeficientes de fricción longitudinal

El coeficiente de fricción longitudinal (f_T) se consideró como variable aleatoria distribuida según Weibull con un factor de forma (β) de 0.274, un límite inferior f_T^{100} y un valor medio f_T^{50} en donde el superíndice corresponde al percentil usado por los conductores. Por otro lado, de acuerdo con las normas alemanas (ref. 18), el percentil 95 del coeficiente de fricción longitudinal es:

$$f_T^{95} = 0.241 \left(\frac{V}{100} \right)^2 - 0.721 \frac{V}{100} + 0.708$$

De acuerdo con los resultados de Wehner citado por Lamm (ref. 29) puede establecerse que:

$$f_T^{Per} = 0.19702 \left(\frac{V}{100} \right)^2 - 0.6013 \frac{V}{100} + y \Rightarrow y = -0.2962 \left(\frac{Per}{100} \right)^2 + 0.1693 \left(\frac{Per}{100} \right) + 0.7102 ; R^2 = 0.9963$$

Lo anterior implica que: $f_T^{50} = f_T^{95} + 0.117$ y $f_T^{100} = f_T^{95} - 0.0204$

Mediante las expresiones anteriores y el percentil 95 del coeficiente de fricción de las normas alemanas, es posible determinar, para cada velocidad, la distribución del coeficiente de fricción longitudinal. El conductor utilizará uno de los valores de la distribución para frenar su vehículo. El valor preciso dependerá de las condiciones del vehículo, de la carretera y de las preferencias del conductor respecto a su nivel de riesgo. Mediante simulación Montecarlo para determinar las características del vehículo y para el coeficiente de fricción, se obtiene que para cada categoría de la vía, las confiabilidades para la distancia de visibilidad de parada, mismas que se muestran en la figura 4.3:

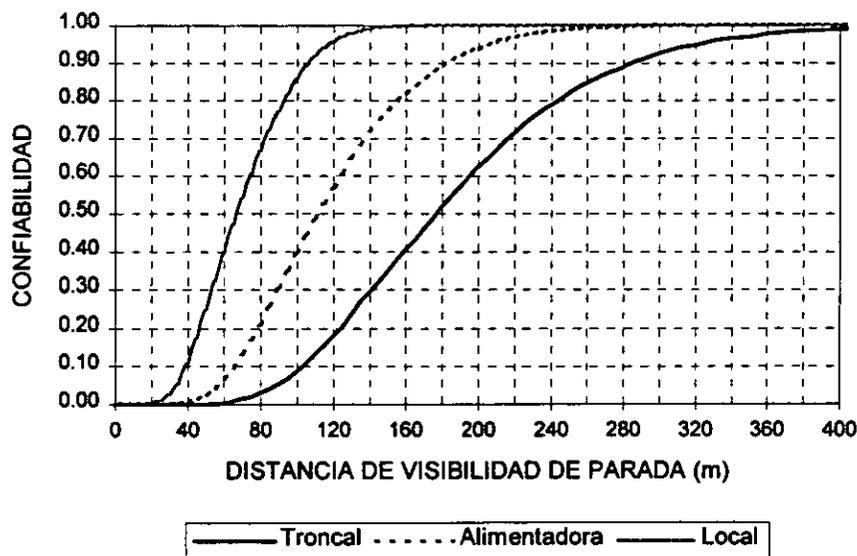


Fig. 4.3 Distancia de visibilidad de parada

Las normas mexicanas (SCT), estadounidenses (AASHTO) y alemanas (RAS) actuales, establecen las siguientes distancias de visibilidad de parada:

PAÍS	VELOCIDAD DE PROYECTO (kph)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
México	30	40	55	75	95	115	135	155	175
Estados Unidos	30	43	60	80	100	128	152	182	212
Alemania	---	---	50	65	85	110	140	170	---

Tabla 4.1 Distancias de visibilidad de parada. Normas actuales

La distancia de visibilidad de parada en las normas convencionales para 110 kph equivale a una confiabilidad del 70% si la carretera es troncal y 95% si es alimentadora; la distancia equivalente a 70 kph tiene una confiabilidad del 40 % si la carretera es alimentadora pero del 85% si es local. Se observa que, con las normas propuestas, una misma distancia de visibilidad puede tener diferentes confiabilidades dependiendo del tipo de vía. Por otro lado, las distancias propuestas son relativamente más conservadoras que las normas existentes, lo que parece congruente con las últimas investigaciones.

4.2.2. Distancia de visibilidad de rebase

La *distancia de visibilidad de rebase* es la que se requiere para completar un adelantamiento en presencia de un tercer vehículo que circula en sentido contrario. Para formular este modelo, se establecen condiciones en que suele efectuarse esta maniobra. Por ejemplo, las normas AASHTO (ref. 17) con base en observaciones de los años 1938 - 1941 y verificadas en 1971 y 1978, establecen un modelo que considera cuatro distancias: maniobra inicial, ocupación del carril contiguo, claro al tercer vehículo y recorrido de éste. Si la suma de las distancias se refieren a la velocidad de proyecto, se encuentra que se requieren entre 24 y 28 segundos para completar la maniobra, que la misma AASHTO reconoce muy conservadora para los vehículos actuales. La normas mexicanas actuales (ref. 2) considera que toda la maniobra puede realizarse en 16.2 segundos.

Para los fines de este trabajo, la distancia de visibilidad de rebase se simuló con una maniobra de *rebase acelerado y retorno apresurado*, en la que los camiones no efectúan maniobras de rebase. Este esquema supone que el vehículo que rebasa y el rebasado circulan a una velocidad inferior en 20 kph a la deseada por el vehículo que rebasa. Se considera que la distancia (*holgura*) entre ambos vehículos es una variable aleatoria equivalente a dos veces la longitud del vehículo líder. Luego, el vehículo que rebasa acelera lo más posible hasta completar el rebase. Se considera que este termina cuando la distancia entre ambos

vehículos es de una holgura. Al tiempo que toma al vehículo que rebasa alcanzar al rebasado se denomina *tiempo de alcance* (T_A). Se considera la aparición de un vehículo que circula en sentido contrario en el instante $T_A / 2$, es decir, un tiempo medio entre la aparición del vehículo al inicio de la maniobra de rebase y la aparición en el instante T_A . De esta forma, la distancia total de rebase es la suma de la distancia recorrida durante la aceleración del vehículo que rebasa, más dos veces la holgura más una distancia libre entre el vehículo que rebasa y el que viene en sentido contrario. La figura 4.4 muestra esquemáticamente este modelo.

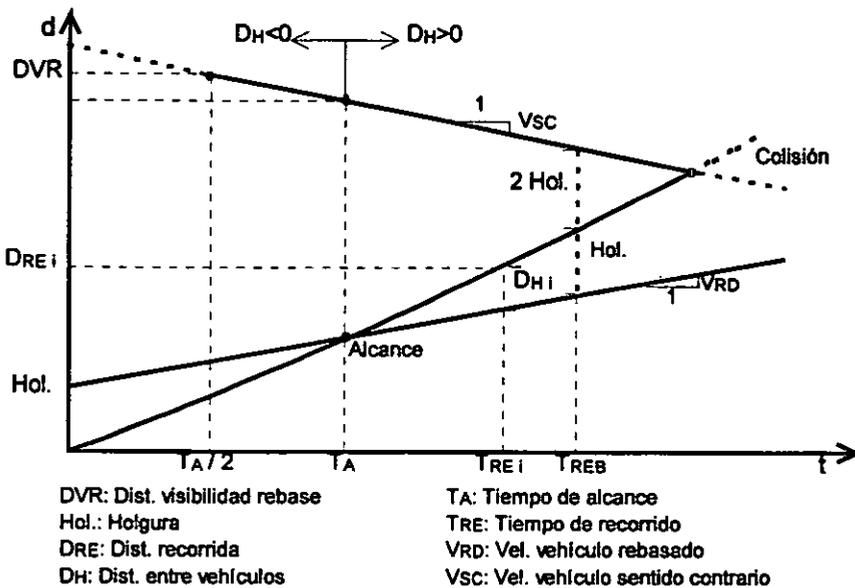


Fig. 4.4 Modelo de distancia de visibilidad de rebase

La figura 4.5 muestra los resultados de la simulación utilizando el modelo anterior. Las normas mexicanas (SCT), estadounidenses (AASHTO) y alemanas (RAS) actuales, establecen las siguientes distancias de visibilidad de rebase:

PAÍS	VELOCIDAD DE PROYECTO (kph)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
México	135	180	225	270	315	360	405	450	495
Estados Unidos	230	290	350	420	490	560	610	670	740
Alemania	---	---	---	475	500	525	575	625	---

Tabla 4.2 Distancia de visibilidad de rebase. Normas actuales

De acuerdo con las normas de Estados Unidos, la confiabilidad de la distancia de rebase para 110 kph es del 95% para vías troncales y del 98% para vías alimentadoras. Para velocidades de 50 kph, la confiabilidad en vías alimentadoras es del 80% y del 98% para vías locales. Se notará que las normas propuestas son menos conservadoras que las estadounidenses. Según las normas mexicanas, la confiabilidad de rebase para 110 kph es del 85% para vías troncales y 97% para alimentadoras.

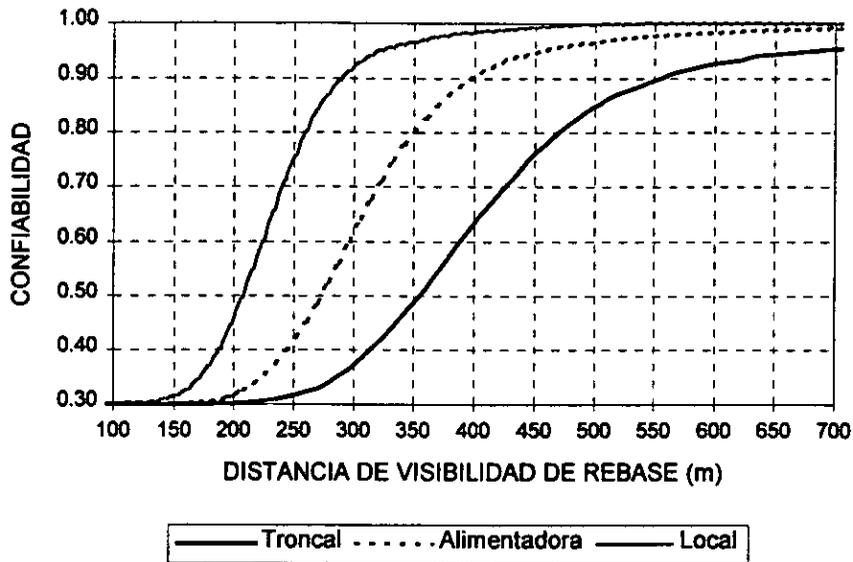


Fig. 4.5 Distancia de visibilidad de rebase

4.2.3 Distancia de visibilidad de decisión

La *distancia de visibilidad de decisión* corresponde a la distancia que requiere el conductor para percibir una fuente de información o peligro y completar la maniobra que proceda. Se calcula como la distancia recorrida a la velocidad de proyecto en cierto tiempo que consta de tres partes: detección - reconocimiento, decisión - respuesta y maniobra. En total es de 10.2 a 14.5 segundos.

4.3 SECCIÓN TRANSVERSAL

Además de elementos específicos de proyecto geométrico, una característica fundamental de las carreteras para lograr seguridad y rapidez es el *control de acceso*; de hecho es lo que distingue a la autopista de la carretera de carriles múltiples. Mediante tal control se separan los flujos incompatibles con el flujo

principal o, en todo caso, se incorporan en forma controlada y por lo tanto se hacen indispensables las cercas, pasos a desnivel y entronques. Las tasas de accidentes multivehículos en carreteras de cuatro carriles por millón de vehículo - kilómetro casi se triplican cuando se omite el control de acceso (ref. 26); por lo tanto, este control debe ser obligatorio en autopistas, si bien también podría implementarse en las carreteras troncales de muy alto tránsito.

La figura 4.6 ilustra una sección transversal típica de carreteras de dos carriles. Las secciones de estas carreteras, como las de un carril por sentido de circulación, suelen construirse con un solo terraplén o cuerpo. Las carreteras de dos o más carriles por sentido se suelen construir ya sea en un solo cuerpo, en cuyo caso los sentidos de circulación se dividen mediante una *barrera central*, o en cuerpos separados, en cuyo caso se dividen con una *faja separadora central*.

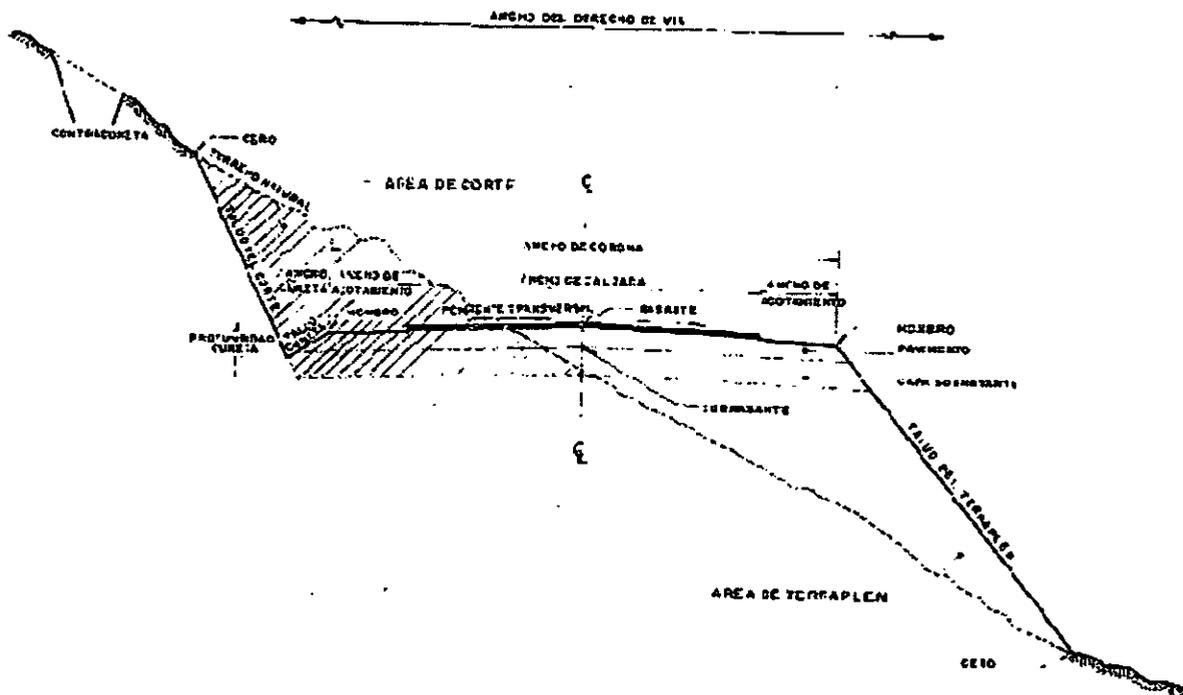


Fig. 4.6 Sección transversal típica de una carretera de dos carriles

En términos muy generales, cada cuerpo de la sección transversal consta de corona (calzada, acotamientos y pendiente transversal), taludes, bermas, cunetas, contracunetas y otros elementos similares. Los parámetros de diseño de ciertos elementos pertenecen al ámbito estructural e hidráulico. Sin embargo, no hay duda que las características de la corona están asociadas con la calidad de proyecto y de hecho tiene gran influencia en la decisión del conductor para seleccionar la velocidad deseada (ref. 15). Los parámetros de la corona son la calidad de la superficie, la pendiente transversal y el ancho.

Para caracterizar la calidad de la superficie de rodamiento se usa el *índice de rugosidad internacional* (IRI) que, para pavimentos razonablemente buenos es de cuatro o menos y para pavimentos malos es de diez o más. Para fines de proyecto geométrico debe suponerse que el pavimento se encuentra en buenas condiciones. En este trabajo se considera un IRI de 5. Por su parte, la pendiente transversal mínima es la que permite desalojar eficientemente el agua y la máxima es la que ayuda a contrarrestar la fuerza centrífuga de los vehículos al circular en curvas, pero no tan alta que favorezca el deslizamiento hacia el interior. En México, estas pendientes han sido de 2 y 10 por ciento. Su funcionamiento ha sido excelente, por lo que no existe razón alguna para modificarlas.

El ancho de corona está constituido por el ancho de calzada y el ancho de los acotamientos. El ancho de calzada corresponde al producto del número de carriles por su ancho que, en México, ha sido de 3.00 o 3.50 metros. Respecto a los acotamientos, las normas actuales permiten omitirlos o incluirlos con anchos de 0.5, 1.0, 2.5 y 3.0 metros.

Las normas AASHTO estadounidenses, admite anchos de carril de 2.75, 3.05, 3.35 y 3.65 metros, y anchos de acotamientos de 0.60, 1.20, 1.85, 2.45 y 3.05 metros, por lo cual existe una amplia gama de combinaciones de secciones transversales, cuyas coronas varían entre 6.70 y 13.40 metros en caminos de dos carriles. En carreteras de carriles múltiples, se admiten carriles de 3.05 ó 3.65 metros y acotamientos de esa magnitud en el lado derecho y de 1.20 ó 2.45 metros en el lado izquierdo.

Por su parte, las normas alemanas admiten carriles de 2.75, 3.00, 3.25, 3.50 y 3.75 metros y acotamiento-banquetas de 1.00, 1.50, 2.50, 3.50 y 4.00 metros. En las secciones más anchas se añade un sobreaño para rayas centrales de 0.25 ó 0.50 m. En carreteras divididas de un solo cuerpo se prevén acotamientos internos de 0.50 ó 0.75 metros, pero consideran una faja para alojar la barrera de un ancho de 2.00, 3.00 ó 3.50 metros. El ancho de corona para las cinco secciones resultantes para carreteras de dos o tres carriles varía entre 7.50 y 15.50 metros y el de las cinco secciones para carreteras de cuatro a seis carriles varía entre 20.00 a 35.00 metros.

Las normas mexicanas actuales establecen carriles de 3.00 ó 3.50 metros y acotamientos de 0, 0.50, 1.00 ó 2.50 m para carreteras de dos carriles. En carreteras de carriles múltiples, el ancho de carriles es de 3.50 metros y acotamiento externo de 3.00 e interno de 0.50 metros, con un ancho mínimo para alojar la barrera de 1.00 metros. Las coronas resultantes son de 4.00 metros para carreteras de un carril, 6.00, 7.00, 9.00 y 12.00 metros para carreteras de dos carriles y de 22.00 metros para carreteras de cuatro carriles.

En este trabajo, para proponer las secciones transversales, se partió del ancho mínimo requerido para circular en tangente y en curvas con radios moderados. En esas condiciones, la sección transversal mínima es la que corresponde a un carril (3 m) con acotamiento mínimo para dar estabilidad a las terracerías (0.5 m), lo que resulta de un ancho de corona de cuatro metros. Si a ese ancho básico se le agregan sucesivamente carriles de tres metros para cumplir con la función de estacionamiento o circulación eventual del acotamiento, resultan coronas de 7, 10 y 13 m. Con las restricciones inherentes, tales secciones pueden operar, por momentos, como vías de dos, tres o cuatro carriles, aunque formalmente sean solamente de dos carriles. Para carreteras de carriles múltiples, la corona incluye cuatro o más carriles de 3.50 metros, acotamiento externo de 2.50 metros y acotamiento interno de 1.00 metros, ya que el de 0.50 metros hasta ahora especificado tiene fuertes restricciones de visibilidad en curvas horizontales. La barrera central puede seguirse alojando en un metro de ancho y, cuando se diseñe en cuerpos separados, debe preverse una faja separadora central de al menos ocho metros, a menos que existan restricciones en el derecho de vía, en cuyo caso puede ser hasta de 4 metros. Luego, las carreteras de cuatro carriles en un solo cuerpo tendrían anchos de corona de 22 metros y se utilizarían en carreteras A ó B.

La capacidad de una vía es la máxima intensidad de tránsito que tiene una probabilidad razonable de pasar por un tramo dado.; por lo tanto es una variable con un componente aleatorio importante. Como se estableció en el capítulo anterior, la capacidad depende de la relación entre velocidad y densidad; sin embargo es difícil establecer una relación precisa entre estas variables debido, en gran parte, a su naturaleza estocástica.

Para la determinación aproximada de la capacidad C , en vehículos por día, de las secciones transversales propuestas, se consideraron solamente los factores de reducción más importantes (ref. 30); esto es:

$$C = \frac{C_0 N f_w f_{VP}}{K}$$

donde: C_0 es la capacidad en condiciones ideales, normalmente de 2000 vehículos ligeros por hora en un carril ancho, recto y plano.

N es el número de carriles en vías de dos o más carriles por dirección. En carreteras de dos carriles este valor es de 1.4.

f_w es el factor de reducción por efecto de ancho de carril y acotamientos, que es de 1.00, 0.98 y 0.80 para coronas de 13, 10 y 7 metros.

f_{VP} es el efecto de los vehículos pesados en el flujo de tránsito, que dependerá de las pendientes de las rampas en el alineamiento vertical, que a su vez están asociadas con la configuración del terreno. Suele expresarse en función de la fracción de cada tipo de vehículo en el flujo de tránsito (c) y del número de vehículos ligeros equivalentes (E) de cada uno de esos tipos. Luego:

$$f_{VP} = \left(\sum_{i=1}^3 c_i E_i \right)^{-1}$$

Para la determinación aproximada de la capacidad, en este trabajo se consideraron las siguientes equivalencias para autopistas/carreteras de dos carriles

		Plano (50%)	Loma (30%)	Monte (20%)
Automóviles	64%	1.0/1.00	1.0/1.00	1.0/1.00
Autobuses	6%	1.5/2.0	3.0/3.5	5.0/6.0
Camión	30%	1.7/2.2	4.0/5.0	8.0/9.0

Componiendo las cifras anteriores se obtienen factores de vehículos pesados de 0.53 para autopistas y 0.46 para carreteras de dos carriles.

K es la fracción por la que hay que multiplicar la intensidad horaria para obtener el TDPA. Este factor es sumamente variable, pues depende del tipo de vía, de la magnitud del TDPA y del pico horario que se considere. Para los fines de este estudio se consideró de 0.085 para coronas de 13 metros y superiores, de 0.17 para coronas de 10 metros y de 0.34 para coronas de 7 metros.

En base a lo anterior, se propone:

Denominación	Ancho, en metros		Capacidad (vpd)	Tipo de carretera
	Calzada	Acotamiento		
CR - XX	3.5 N	2.5 / 1.5 *	12,500 N	A, B
CR - 13	7.0	3.0	15,000	B, C
CR - 10	7.0	1.5	7,500	C, D
CR - 07	6.0	0.5	3,000	D, E
CR - 04	3.0	0.5	100	E, F

* Acotamiento externo / interno. RI interno incluye espacio para barrera central

Tabla 4.3 Anchos de corona propuestos

4.4 ALINEAMIENTO HORIZONTAL

El alineamiento horizontal corresponde a la planta de la carretera, es decir, es la proyección sobre un plano horizontal del eje del proyecto. Está formado por tangentes y curvas. Las tangentes están definidas por su longitud (T_h) en metros, así como su dirección, que puede medirse por el acimut (A_h) en grados. A la diferencia de acimuts entre tangentes sucesivas se le denomina deflexión (Δ). Definidas las tangentes, las curvas que las ligan quedan definidas por su longitud (C_h) y por su forma circular. Algunas veces se utilizan curvas de transición en forma de clotoide en combinación con curvas circulares; pero aún en este caso, la longitud total de la curva define una curvatura media. La figura 4.7 esquematiza un alineamiento horizontal típico.

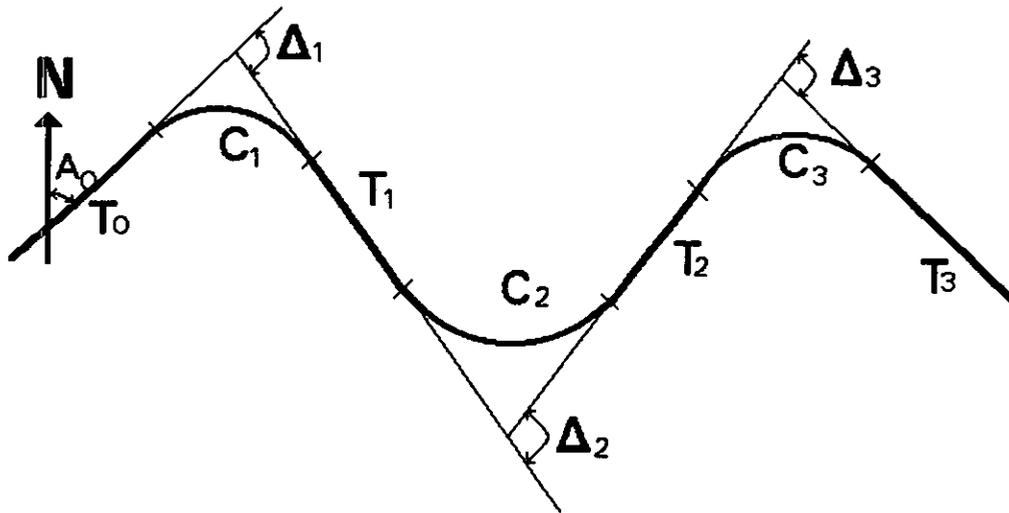


Fig. 4.7 Alineamiento horizontal típico

El alineamiento horizontal se caracteriza por parámetros específicos de cada elemento, como es su longitud y otros parámetros de tipo general asociados con la calidad del alineamiento y por lo tanto con los atributos de rapidez y seguridad, como son la consistencia, la curvatura, y la direccionalidad.

En la normatividad de algunos países suele limitarse la longitud de las tangentes horizontales. Por ejemplo, en Alemania (ref. 18) la longitud mínima es equivalente a seis veces la velocidad de proyecto y la máxima de veinte veces esta velocidad. En las normas estadounidenses y mexicanas no se establecen límites específicos, más allá de lo que dicta el sentido común. Por ejemplo, las normas mexicanas establecen que la

longitud mínima es aquella que permita hacer, en forma adecuada, las transiciones de sobreelevación de las curvas horizontales y, por lo tanto, ésta tangente puede ser casi nula cuando existen espirales o muy cercana a las recomendadas a las normas alemanas cuando no existen estos elementos. El criterio parece sano, aunque conviene definir lo que se entiende por "tangentes largas". Siguiendo el criterio alemán, se propone definir que una tangente es larga cuando excede veinte veces la velocidad deseada respecto a la confiabilidad del tramo (ver figura 4.1). Por lo tanto, las tangentes largas serán diferentes para cada tipo de vía y nivel de confiabilidad.

Respecto a las curvas circulares, el parámetro característico es la *curvatura*, que es un concepto que relaciona longitud, radio y ángulo central subtendido o deflexión entre las tangentes de entrada y salida. Estas variables se relacionan a través de la deflexión por kilómetro o curvatura, que se establece como:

$$\frac{\Delta_h}{C_b} = \frac{\pi}{k} \left(\frac{1000}{R_h} \right)$$

en donde la constante k es π radianes, 180 grados o 200 gradianes (gonos), según el sistema usado para medir ángulos.

En México la curvatura se define por el ángulo G_h que subtiende un arco de 20 metros y radio R_h ; si además se considera que la deflexión es la diferencia entre acimuts de tangentes sucesivas, se tendrá:

$$G_h = \frac{3600}{\pi R_h} = \frac{20 \Delta_h}{C_b} = \frac{20(A_h - A_{h-1})}{C_b}$$

En otros países, el arco subtendido de referencia suele ser diferente. Por ejemplo, en EUA es de 100 pies, por lo que un mismo grado de curvatura designa curvas diferentes que en México. Quizá esto explique la tendencia de caracterizar la curvatura con el radio, parámetro propuesto en este trabajo.

La *consistencia* del alineamiento horizontal se refiere a la diferencia de curvatura entre curvas sucesivas. Esta diferencia puede establecerse en función del radio, en función de la curvatura o, como antes se estableció, en función de la confiabilidad, en términos de diferencias aceptables de velocidad de operación de 10 y 20 kph para diseños buenos, aceptables y pobres. Como antes se estableció, estos límites se traducen en umbrales de confiabilidad de 15 y 30 por ciento para cada calidad de diseño.

La confiabilidad para cada radio de curvatura puede establecerse a partir de la expresión de estabilidad en curvas horizontales establecida en el capítulo 3:

$$R \geq \frac{V^2(1 - s \cdot f_R)}{127(s + f_R)}$$

Para asignar la sobreelevación (s) se considera que está distribuida según Weibull ($\beta=0.274$), con una media de 0.07 y un valor mínimo equivalente al bombeo (0.02). Mediante simulación Montecarlo y con el mismo número aleatorio usado para generar la velocidad deseada, ya que no son independientes, se obtienen las sobreelevaciones indicadas en la figura 4.8:

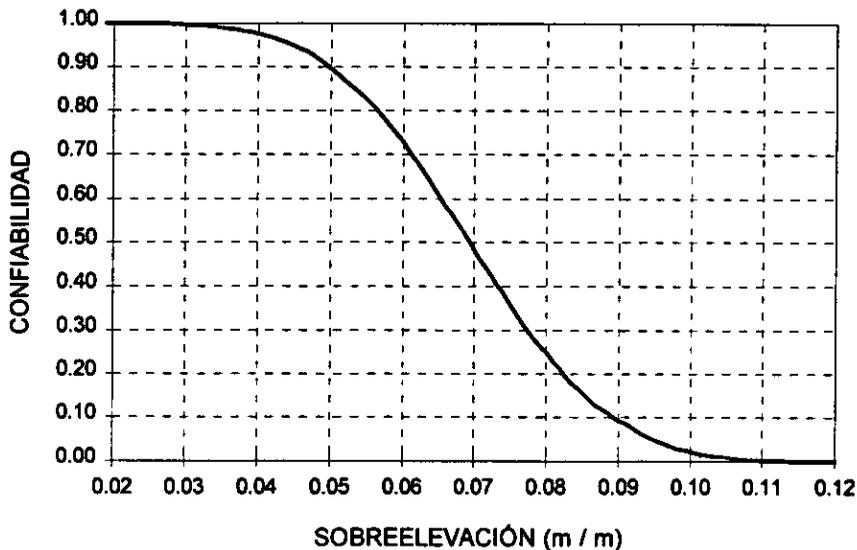


Fig. 4.8 Sobreelevación de curvas circulares

Para fines prácticos, la sobreelevación varía entre 0.03 y 0.10. Si la confiabilidad mínima aceptable fuera del 50%, la sobreelevación máxima sería de 0.07, lo cual es congruente con los máximos de la normatividad estadounidense para carreteras de altas especificaciones (0.06) y con las normas alemanas (0.08).

El coeficiente de fricción radial (f_R) se asignó considerando que se usa la mitad de la fricción máxima disponible. Entonces, según lo establecido en el capítulo 3, este coeficiente dependerá del coeficiente de fricción tangencial máximo:

$$f_R = \sqrt{\frac{1}{2}} f_{T_{max}}$$

El coeficiente de fricción tangencial máximo se determina aleatoriamente, suponiendo que sigue una distribución Weibull, con factor de forma equivalente al de la distribución de velocidad, un límite inferior equivalente al percentil 100 y una media equivalente al percentil 50, como se muestra en el apartado 4.2.1. Así, la figura 4.9 muestra la confiabilidad de los radios de curvatura será:

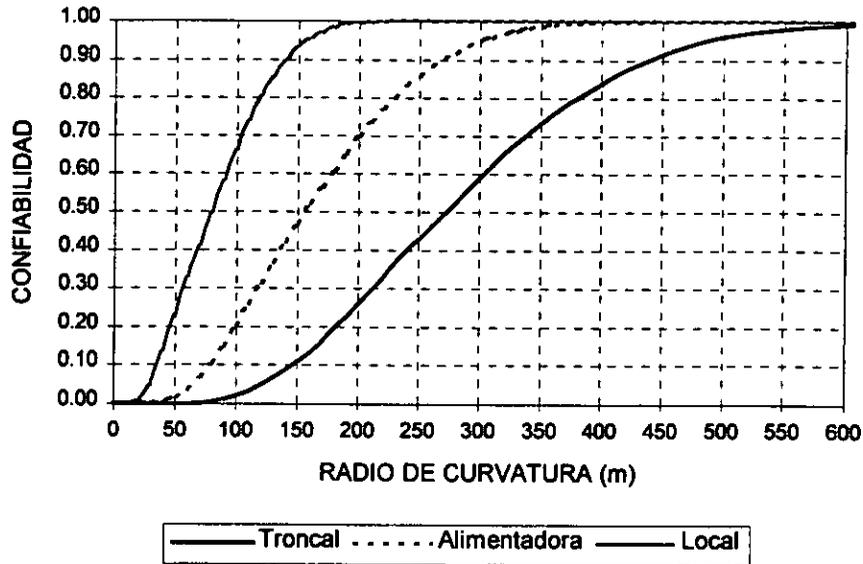


Fig. 4.9 Radios de curva

Las normas mexicanas (SCT), estadounidenses (AASHTO) y alemanas (RAS) actuales, establecen los siguientes radios mínimos de curvatura:

PAÍS	VELOCIDAD DE PROYECTO (kph)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
México	20	40	70	100	150	210	270	350	420
Estados Unidos	30	60	80	120	180	230	310	410	540
Alemania	---	---	80	120	180	250	340	450	580 *

* Interpolado

Tabla 4.4 Radios de curva. Normas actuales

Podrá observarse que para vías troncales, las normas para 100 kph tienen confiabilidades para Alemania, Estados Unidos y México de 92, 86 y 75 por ciento. Para vías alimentadoras y 80 kph, las confiabilidades son de 85, 80 y 72 por ciento respectivamente.

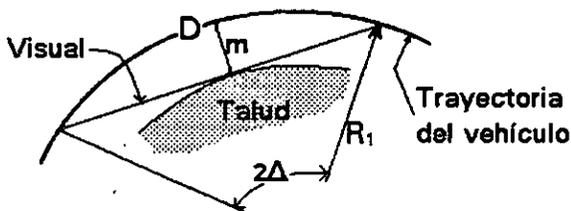
Por otro lado, la *direccionalidad* (γ) del alineamiento horizontal, es un parámetro que caracteriza la desviación de la vía respecto a la línea recta que une sus puntos extremos. Entre menor sea este parámetro el alineamiento será más direccional y por lo tanto mejor, pues se acerca más a la línea recta. Este parámetro puede caracterizarse por la deflexión media de las tangentes por kilómetro, que resulta proporcional al promedio pesado de la curvatura. Esto es:

$$\gamma = \frac{\sum_{h=1}^N \Delta_h}{L} = \frac{\frac{k}{\pi} \sum_{h=1}^N \left(\frac{1000}{R_h} \right) C_h}{\sum_{h=1}^N C_h}$$

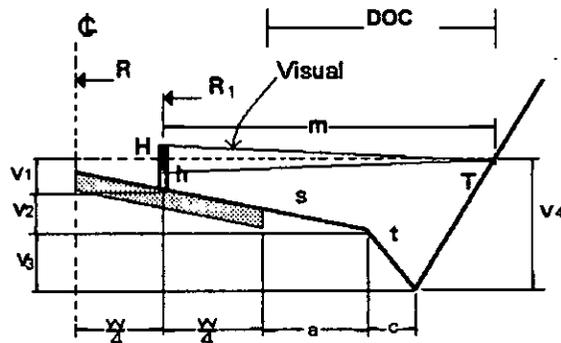
Para juzgar la direccionalidad, parecen válidos, al menos para vías troncales, los límites referidos por Lamm (ref. 28) de 180 y 360 gones / kilómetro (162 y 324 grados por kilómetro) para diseños buenos, aceptables y pobres. Para carreteras alimentadoras y locales pueden admitirse valores mayores, pero equivalentes en confiabilidad. Por ejemplo, las curvaturas anteriores equivalen a radios de 350 y 180 metros, que para vías troncales equivalen a confiabilidades de 75 y 20 por ciento respectivamente (figura 4.9). Con estas confiabilidades se establece que los límites de curvatura para vías alimentadoras pueden ser de 250 y 500 ° / km y para vías locales de 500 y 1000 ° / km.

En ocasiones, el radio mínimo de las curvas horizontales no queda limitado por la velocidad, sino por la distancia de visibilidad de parada. Esto se presenta en curvas alojadas en corte, en donde el talud constituye un obstáculo que impide la visibilidad. Este obstáculo a la visibilidad está constituido por una estructura, un árbol, un vehículo o algún elemento similar. El problema también se presenta en carreteras de carriles múltiples que se construyen en un solo cuerpo, y en los que suele dividirse el flujo de tránsito con una barrera central que obstruye la visibilidad. Las restricciones pueden plantearse de la siguiente manera:

Planta:



Sección:



w: ancho de calzada en curva
 R: radio de curvatura
 s: sobreelevación
 D: distancia de visibilidad
 T: talud del corte
 t: talud de la cuneta
 H: altura ojo del conductor
 h: altura obstáculo
 a: ancho de acotamiento
 c: ancho de cuneta
 DOC: distancia de la orilla de la calzada al talud

De la sección

$$V_1 + V_2 + V_3 = V_4$$

$$\frac{H+h}{2} + \left(\frac{w}{4} + a\right)s + \frac{c}{t} = \frac{m - \left(\frac{w}{4} + a + c\right)}{T}$$

$$m = \left(\frac{H+h}{2}\right) \cdot T + \left(\frac{w}{4} + a\right) \cdot (1 + sT) + c \cdot \left(1 + \frac{T}{t}\right)$$

Fig. 4.10 Modelo de distancia de visibilidad en curvas horizontales

De la planta:

$$m = R_1(1 - \cos \Delta) = R_1 \left[1 - \left(1 - \frac{\Delta^2}{2} + \dots \right) \right] \cong \frac{R_1 \Delta^2}{2} = \frac{R_1}{2} \left(\frac{D}{2R_1} \right)^2 = \frac{D^2}{8R_1}$$

y finalmente:

$$R = R_1 + \frac{w}{4} = \frac{D^2}{8m} + \frac{w}{4}$$

Puede notarse que algunos de los parámetros de la expresión anterior pueden considerarse como variables aleatorias. Por lo tanto, por simulación es posible determinar la distribución de la curvatura máxima por visibilidad para esta clase de curvas en corte. De esta forma, se consideró un talud en corte de 0.5 y de cuneta de 0.3; un ancho de cuneta de un metro. La altura media del ojo del conductor se consideró de 1.15 m, con un límite inferior de 0.80 m y una altura media de obstáculo de 0.15 m y un mínimo de 0. Para esas condiciones:

$$m = \frac{H+h}{4} + (0.25w + a)(1 + 0.5s) + 1.667$$

La figura 4.11 muestra el radio mínimo para mantener la confiabilidad indicada por condiciones de visibilidad.

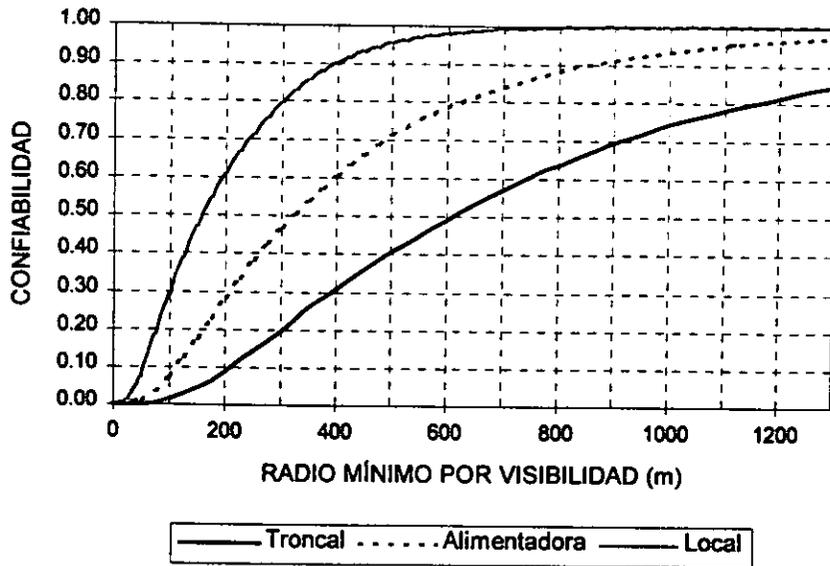


Fig. 4.11 Radio mínimo por visibilidad

Una alternativa a proporcionar el radio mínimo de visibilidad, suele ser el abatir el talud del corte o recorrer su inicio una distancia DOC medida desde la orilla de la calzada. La expresión para calcular esta distancia se muestra a continuación, además de la confiabilidad de esta distancia (figura 4.12):

$$DOC = \frac{D^2}{8R_1} - \frac{w}{4} ; R_1 = R - \frac{w}{4}$$

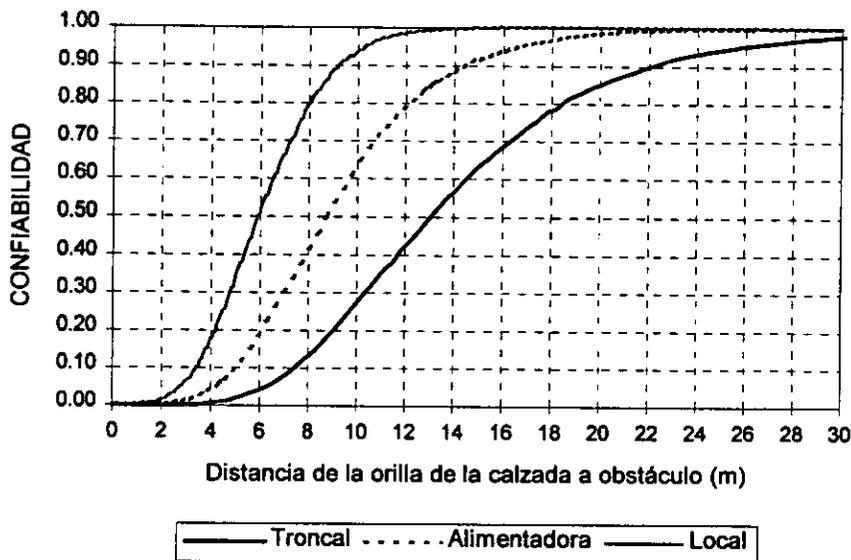


Fig. 4.12 Distancia del talud a la orilla de la calzada

Para vías de carriles múltiples, las restricciones de visibilidad del lado izquierdo por la barrera central pueden ser más importantes que las del lado derecho por el talud u otros obstáculos. De estos resultados se infiere la importancia de prever un acotamiento izquierdo de al menos 1.00 metros, que de todas formas no es suficiente para lograr visibilidad en el lado interior de la curva. Sin embargo, el problema no es tan crítico si se considera que los obstáculos más peligrosos, como pueden ser un vehículo accidentado o descompuesto, tienen una altura que sobrepasa la de la barrera y, en el último de los casos, la corona provee un ancho suficiente para efectuar alguna maniobra de emergencia. De cualquier manera, aún en estos casos, se tratará de eliminar las restricciones de visibilidad proporcionando radios amplios.

Cuando un vehículo pasa de un tramo en tangente a otro en curva circular, requiere hacerlo en forma gradual, tanto por lo que se refiere al cambio de dirección del vehículo (al pasar de una curva de radio infinito a una curva de radio finito o viceversa), al cambio en la aceleración centrífuga, al cambio de sobreelevación y sobreancho en curvas horizontales y al aspecto estético del camino. Las llamadas *curvas o espirales de transición* son los elementos que permiten llevar a cabo estos cambios graduales. De interés será, por lo tanto, conocer las longitudes mínimas de transición.

La AASHTO (ref. 17) recomienda el cálculo de la longitud mínima de la espiral con base en un criterio de apariencia para llevar a cabo la transición de la sobreelevación. El método consiste en igualar la longitud de espiral a la longitud necesaria para dar la sobreelevación correspondiente a la curva circular. Se establece que la espiral debe de tener suficiente longitud para permitir que la pendiente longitudinal de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino tenga un valor máximo P . Este valor es obtenido empíricamente y establece que para caminos de dos carriles y velocidades entre 48 y 112 kph, el valor de esa pendiente será de 1/150 y 1/250 respectivamente. Interpolando entre estos valores se tiene que:

$$P = \frac{1}{m} \quad ; \quad m = 1.5625V + 75$$

Según lo anterior, la expresión para calcular la longitud de espiral para una vía de dos carriles (o una de cuatro carriles con cuerpos separados) queda en función del ancho de carril (a) y de la sobreelevación (S).

$$l_e = \frac{a \cdot S}{p} = m \cdot a \cdot S = a \cdot S \cdot (1.5625V + 75)$$

Adicionalmente, se establece que la longitud de espiral no debe ser inferior a la distancia recorrida en dos segundos a la velocidad de proyecto. La figura 4.13 muestra la longitud de espiral para cada

confiabilidad. Para otra clase de caminos, la AASHTO recomienda multiplicar la longitud anterior por los siguientes factores:

Camino	Factor
Tres carriles	1.2
Cuatro carriles en un cuerpo	1.5
Seis carriles en un cuerpo	2.0

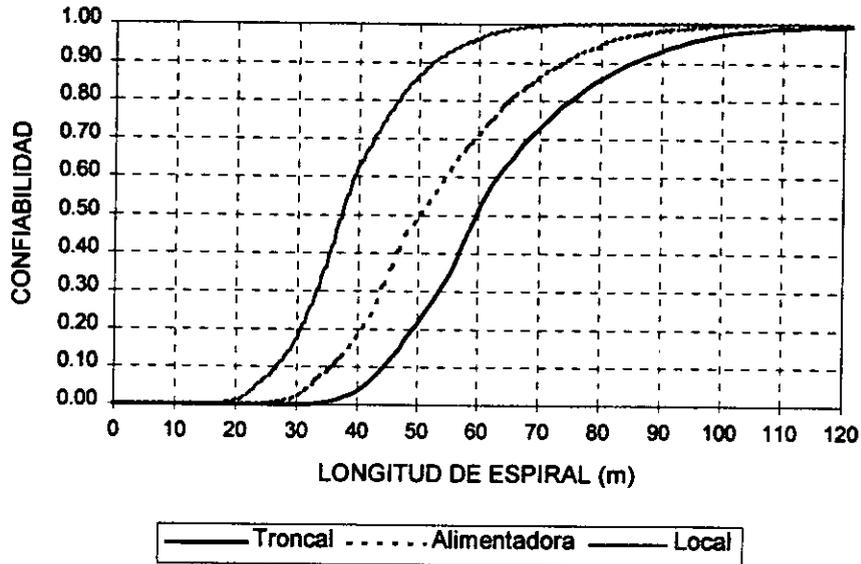


Fig. 4.13 Longitudes de espiral

Para vías de dos carriles, las normas mexicanas (SCT), estadounidenses (AASHTO) y alemanas (RAS) actuales, establecen las siguientes longitudes de espiral para anchos de carril de 3.5 metros y sobreelevaciones del 10 por ciento:

PAÍS	VELOCIDAD DE PROYECTO (kph)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
México	24	32	40	48	56	64	72	80	88
Estados Unidos	48	53	56	62	67	73	78	85	94
Alemania	---	---	30	35	40	45	50	55	60 *

* Interpolado

Tabla 4.5 Longitudes de espiral. Normas actuales

Podrá notarse que, para carreteras troncales, las longitudes de espiral recomendadas por las normas mexicanas dan confiabilidades aceptables, no así para las bajas velocidades en donde tales confiabilidades

son aceptable en carreteras locales. También llama la atención que las espirales recomendadas por las normas alemanas parecen adecuadas para las carreteras locales, no así para carreteras troncales.

Otra característica que conviene determinar es el sobreecho requerido para la calzada en curvas del alineamiento horizontal (D_w). Para ello, se simuló la circulación de vehículos en una vía de dos carriles en ambos sentidos de circulación. Se determinó el ancho requerido por cada par de vehículos que se cruzan (W_c), de acuerdo con lo establecido en el capítulo 3, agregando un ancho aleatorio equivalente a la proyección del vuelo delantero de uno de los vehículos, el sobreecho recomendado por AASHTO para considerar la dificultad de manejo en curvas horizontales y una holgura entre vehículos y entre estos y la orilla de la calzada. El ancho en curva así obtenido se le resta el ancho de calzada en tangente (W_T). Por lo tanto:

$$D_w = W_c - W_T \quad ; \quad W_T: [6,7]$$

$$W_c = D_u + D_u^0 + F_D + S_a + C$$

El valor de C es de dos metros para vías de 7 m ó de 1.50 para vías de 6 m de calzada. Los otros miembros de la ecuación son:

$$F_D = \sqrt{R^2 + V_D(2DE + V_D)} - R$$

$$D_u = R - \sqrt{R^2 - \sum L^2} \quad ; \quad S_a = \frac{0.105V}{\sqrt{R}}$$

Unidad sencilla: $L^2 = DE^2$

Unidad articulada: $L^2 = DE_T^2 + DE_{S1}^2 - K_1^2$

Unidad doblemente articulada: $L^2 = DE_T^2 + DE_{S1}^2 - K_1^2 + DE_{S2}^2 - K_2^2$

La figura 4.14 muestra el sobreecho de calzada en curvas horizontales para cada confiabilidad, determinado con las expresiones anteriores. En vías troncales y alimentadoras se consideraron todos los tipos de vehículo, incluso las unidades tractor - semiremolque - remolque. En carreteras locales no se consideró ningún tipo de camiones articulados.

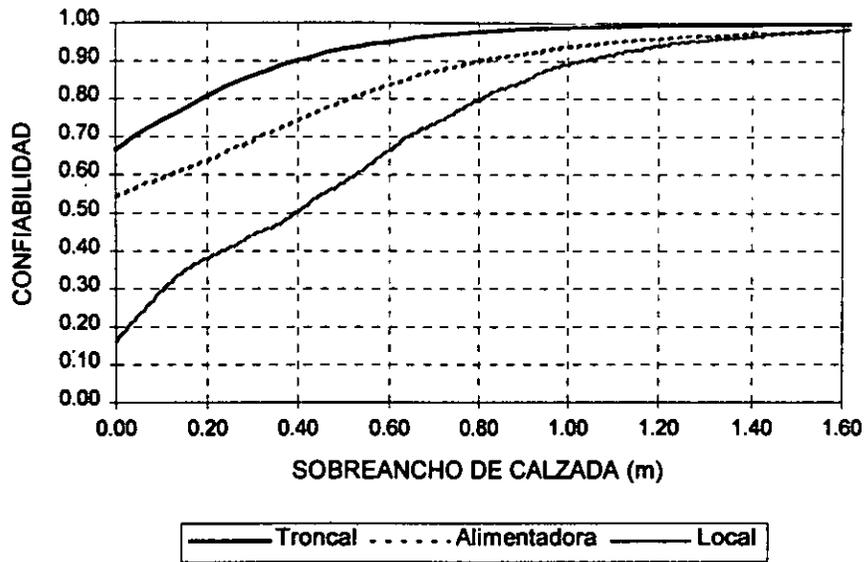


Fig. 4.14 Sobreebanco de calzada en curvas horizontales

Las normas mexicanas (SCT), estadounidenses (AASHTO) y alemanas (RAS) actuales, establecen los siguientes sobreebanco máximos, en centímetros, para calzadas de 6 y 7 metros y velocidades de proyecto altas y bajas, según sean mayores o menores de 80 kph.

Ancho de calzada (m)	6.00		7.00	
	Baja	Alta	Baja	Alta
México	190	90	130	80
Estados Unidos	165	120	105	60
Alemania	125	40	125	40

Tabla 4.6 Sobreebanco de calzada. Normas actuales

4.5 ALINEAMIENTO VERTICAL

Corresponde al perfil de la carretera, es decir, a la proyección del eje del proyecto sobre un plano vertical. Está formado por tangentes y curvas. Las tangentes verticales o rampas están definidas por su longitud (T_v) en metros, y por su inclinación, que puede definirse por la pendiente (p_v) en metros / metros. Definidas las rampas, las curvas que las ligan quedan definidas por su longitud en metros (C_v) y por su forma parabólica, con el objeto de ajustarse al movimiento de un cuerpo cuya componente horizontal es constante.

La figura 4.15 esquematiza un alineamiento vertical típico. Además de la longitud de las curvas verticales, existen otros tres parámetros asociados con la calidad del alineamiento y por lo tanto con los atributos de rapidez y seguridad: ascenso, descenso y longitud de ascenso.

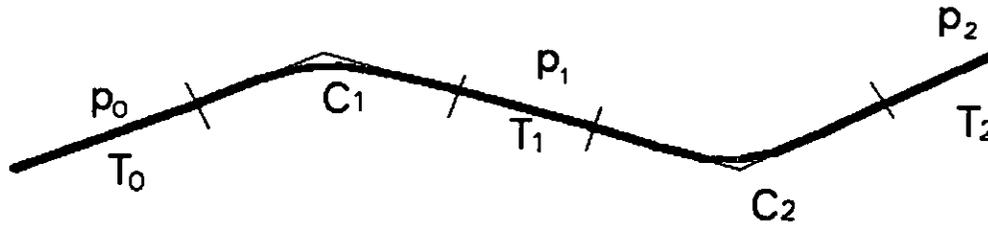


Fig. 4.15 Alineamiento vertical típico

El ascenso (α) y el descenso (δ) pueden definirse como el promedio pesado de las rampas ascendentes y descendentes. La longitud de ascenso (λ) es la proporción de rampas ascendentes. Por lo tanto:

$$\alpha (\delta) = \frac{\sum_{v=1}^n \left(\frac{C_v + C_{v+1}}{2} + T_v \right) \cdot p_v}{\sum_{v=1}^n \left(\frac{C_v + C_{v+1}}{2} + T_v \right)} \cdot \epsilon_v \quad ; \quad \lambda = \frac{\sum_{v=1}^n \left(\frac{C_v + C_{v+1}}{2} + T_v \right) \cdot \epsilon_v}{\sum_{v=1}^n T_v + \sum_{v=1}^n C_v}$$

Para el ascenso: $\epsilon_v = 1$ si $p_v \geq 0$ y nulo en otro caso.
 Para el descenso: $\epsilon_v = 1$ si $p_v < 0$ y nulo en otro caso.

En ocasiones suele ser útil considerar el ascenso - descenso ($\alpha\delta$) que representa el promedio pesado de las pendientes ascendentes y descendentes; esto es:

$$\alpha\delta = \alpha\lambda + \delta(1-\lambda)$$

La confiabilidad de los elementos del alineamiento vertical se determinan a partir de las condiciones de operación específicas de los vehículos y de los conductores.

La pendiente de las rampas debe ser tal que las restricciones que impone no afecte en demasía a la velocidad deseada. En ese sentido, para la mayor parte de los automóviles, la pendiente no suele restringir la velocidad deseada de los automóviles; en cambio, puede afectar severamente a la velocidad de los autobuses y, sobre todo, a la de los camiones. En vías de dos carriles, los autos se ven obligados a circular a la velocidad de los camiones, a menos que puedan rebasar; pero las oportunidades pueden ser escasas cuando la intensidad

del flujo de tránsito se acerca a la capacidad, donde la velocidad se acerca a la mitad de la velocidad a flujo libre o velocidad deseada. Por lo tanto, para determinar la pendiente de las rampas se supuso que la velocidad deseada de los autobuses y camiones puede reducirse a la mitad (no así la velocidad deseada por los automóviles). Bajo esas condiciones, si se supone que la velocidad de régimen iguala a la velocidad deseada, podrá obtenerse la pendiente para cada una de las velocidades y, de acuerdo a lo establecido en el capítulo 2, la distribución de pendientes será su confiabilidad. De la expresión para calcular la fuerza disponible para acelerar, se deduce la expresión para calcular la pendiente en rampas:

$$F_D = \frac{736HP}{0.5V} - WC_D - WP - \frac{1}{2}R_{HO} C_D A (0.5V)^2 ; P = \frac{736HP}{V_R \cdot m \cdot g} - \frac{1/2 R_{HO} C_D A V_R^2}{m \cdot g} - C_R$$

La figura 4.16 muestra las confiabilidades de las pendientes obtenidas mediante simulación Montecarlo, con los vehículos característicos y aplicando el criterio anterior:

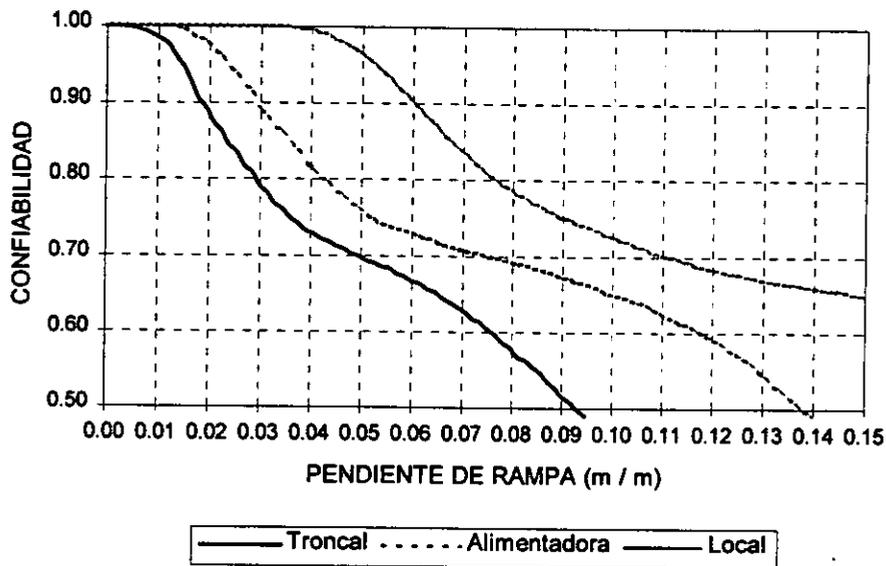


Fig. 4.16 Pendiente de tangentes verticales

Como se observa, las curvas de confiabilidad de la pendiente en rampas presentan un cambio en la variación de la pendiente, a partir del cual el efecto de las rampas comienza a afectar a los automóviles. Este punto de inflexión representa la pendiente máxima que debe emplearse en el tramo: 5, 8 y 12 por ciento para vías troncales, alimentadoras y locales. Sin embargo, lo anterior no implica que se usen valores mayores, de acuerdo a la confiabilidad del diseño.

Las normas mexicanas (SCT), estadounidenses (AASHTO) y alemanas (RAS) actuales, establecen que las pendientes máximas (en %) para vías que pueden corresponder a las troncales son:

PAÍS	VELOCIDAD DE PROYECTO (kph)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
México	---	---	---	6	6	6	5	5	4
Estados Unidos *	---	---	---	---	---	7	6	6	5
Alemania	---	---	9	8	7	6	5	4.5	4

* Interpolado

Tabla 4.7 Pendientes máximas para vías troncales. Normas actuales

Para terreno montañoso ó lomerío, en las vías que pueden corresponder a las locales, las pendientes máximas son:

PAÍS	VELOCIDAD DE PROYECTO (kph)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
México	---	---	---	6	6	6	5	5	4
Estados Unidos *	---	---	---	---	---	7	6	6	5
Alemania	---	---	9	8	7	6	5	4.5	4

* Interpolado

Tabla 4.8 Pendientes máximas para vías locales. Normas actuales

De la figura 4.16 puede notarse que las confiabilidades mayores al 50% representan adecuadamente el rango de pendientes que aceptablemente pueden emplearse en los diversos tipos de carreteras.

La AASHTO (ref. 17) establece la longitud máxima de las rampas, o longitud crítica, la que reduce la velocidad de un camión, con relación peso / potencia de 300 lb/hp, en 10 mph respecto a una velocidad de entrada a la rampa cercana a 55 mph. Según el planteamiento de este trabajo, el criterio no es aplicable. Sin embargo, dada la conveniencia de acotar la longitud de las rampas, se propone limitar la longitud de las rampas de las vías troncales de manera que los camiones no reduzcan su velocidad deseada en más del 20 %. Para la demás vías la longitud crítica sería la misma, lo que equivale a una reducción de velocidad mayor. La figura 4.17 muestra la confiabilidad de la longitud crítica de rampas:

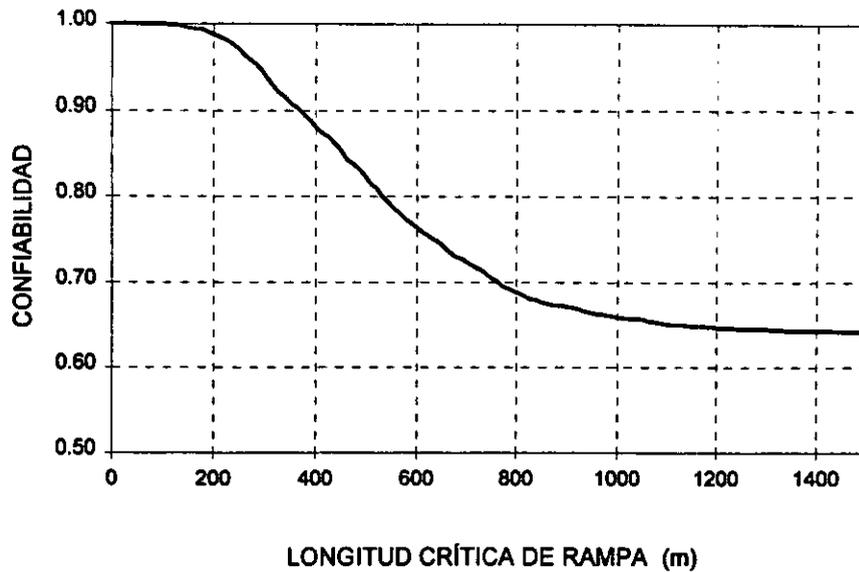


Fig. 4.17 Longitud crítica de rampa

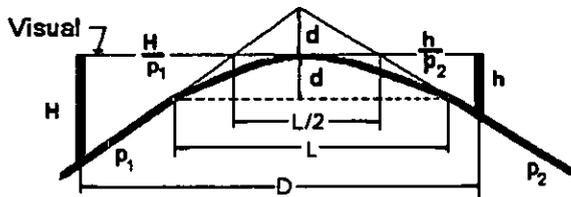
Podrá notarse que, a diferencia de la AASHTO, en este planteamiento la longitud crítica solo es función de la confiabilidad, con lo que los resultados pueden ser muy diferentes. Por ejemplo, si la confiabilidad fuese del 80%, la pendiente máxima sería del 3% para vías troncales, 4% para alimentadoras y 8% para locales, y la longitud crítica sería de 530 metros. En cambio, la AASHTO establecería una longitud crítica de 530, 300 y 140 metros para cada una de las pendientes, lo cual pudiera restringir demasiado el alineamiento vertical de las vías alimentadoras y locales.

En cuanto la pendiente mínima, esta se fija para facilitar el drenaje: En terraplenes, en donde el agua de lluvia puede desalojarse hacia los lados, puede ser nula; sin embargo, en tramos alojados en corte se recomienda un mínimo de 0.5% para facilitar el buen funcionamiento de las cunetas.

Además de las características de las rampas, también debe definirse la longitud de las curvas verticales. En tramos alojados en corte, la longitud de curva debe ser tal que la pendiente en 20 metros (una estación) del punto de pendiente nula corresponda a la pendiente mínima de 0.5%. Por lo tanto, el valor máximo del parámetro K , definido como la longitud de curva (L) entre la diferencia algebraica de la pendiente de entrada (p_1) y de salida (p_2), será de 40. Según la AASHTO, este valor no debe ser considerado como un máximo para curvas en cresta, sino como un umbral a partir del cual el drenaje debe ser diseñado con especial atención.

La distancia de visibilidad de parada también limita la longitud mínima de las curvas verticales, tanto en cresta como en columpio. En las primeras se considera la visibilidad diurna y en las segundas nocturna. Se distinguen los casos en que la distancia de visibilidad (D) es menor que la longitud de la curva (L) y cuando es mayor. También debe considerarse la altura del ojo del conductor (H) y la altura del obstáculo (h) para condiciones diurnas o de los faros de algún vehículo que circule en sentido contrario para condiciones nocturnas.

$D > L$



$$D = \frac{L}{2} + \frac{H}{p_1} + \frac{h}{p_2}$$

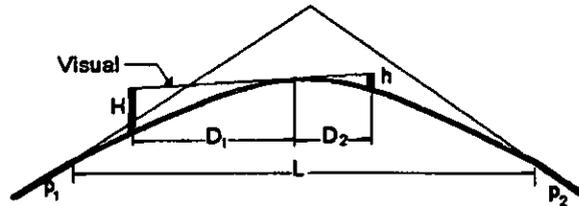
$$\frac{\partial D}{\partial p_1} = 0 \Rightarrow \frac{p_1}{p_2} = \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{h}}$$

Sustituyendo en la expresión anterior, ordenando y despejando, se llega a:

$$L = 2D - \frac{2(\sqrt{H} + \sqrt{h})^2}{p_1 - p_2}$$

Fig. 4.18 Modelo de distancia de visibilidad en curvas verticales en cresta

$D < L$



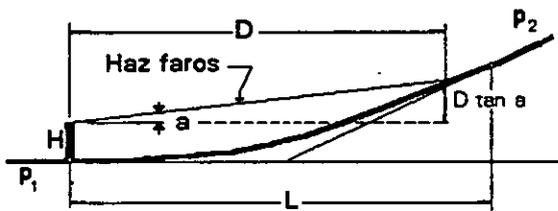
$$y = kx^2 \quad ; \quad k = \frac{y}{x^2} = \frac{H}{D_1^2} = \frac{h}{D_2^2} = \frac{p_1 - p_2}{2L}$$

$$D^2 = (D_1 + D_2)^2 = \frac{1}{k} (\sqrt{H} + \sqrt{h})^2$$

Sustituyendo el valor de k, ordenando y despejando, se llega a:

$$L = \frac{(p_1 - p_2) \cdot D^2}{2(\sqrt{H} - \sqrt{h})^2}$$

$D < L$

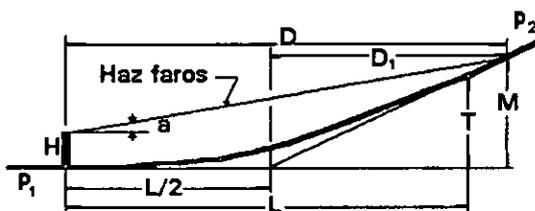


$$y = kx^2 \Rightarrow H + D \cdot \tan a = \frac{A}{2L} D^2$$

$$L = \frac{AD^2}{2(H + D \cdot \tan a)}$$

$$A = p_1 - p_2$$

$D > L$



$$y = kx^2 \Rightarrow T = \frac{A}{2L} L^2 = \frac{AL}{2}$$

$$D = \frac{L}{2} + D_1 = \frac{L}{2} + \frac{M L}{T} = \frac{L}{2} + \frac{H + D \cdot \tan a}{A}$$

$$L = 2D - \frac{2(H + D \tan a)}{A}$$

Fig. 4.19 Modelo de distancia de visibilidad en curvas verticales en columpio

Suponiendo dimensiones medias para los vehículos, la figura 4.20 muestra la variación de la longitud de curvas en cresta con la diferencia algebraica de pendientes de entrada y salida, para una distancia de 100 m. Para curvas en columpio, si bien los valores son diferentes, las curvas tienen la misma forma relativa.

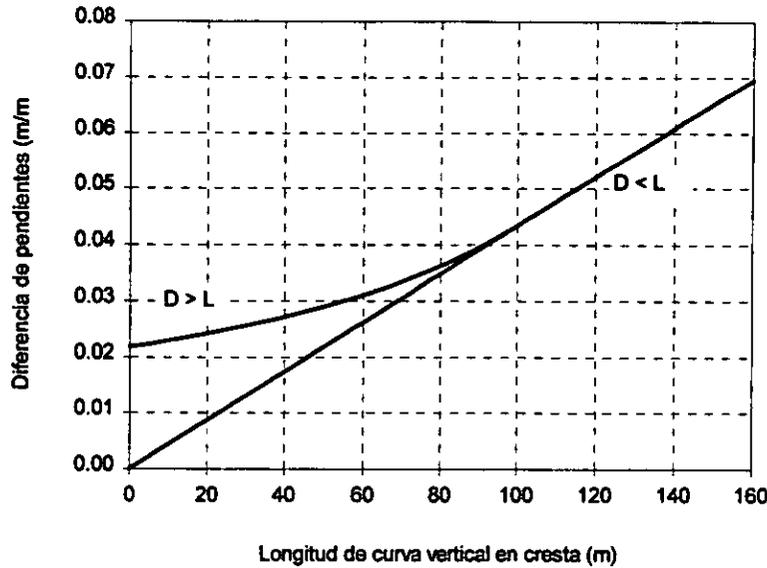


Fig. 4.20 Longitud de curvas verticales

Se observa que las expresiones $L > D$ proporcionan valores mayores que las expresiones $L < D$, por lo que se emplea aquella condición para diseño. Las expresiones utilizadas son:

Para curvas en cresta:
$$K \geq \frac{D^2}{2(\sqrt{H} - \sqrt{h})^2}$$

Para curvas en columpio:
$$K \geq \frac{D^2}{2(H + D \cdot \tan a)}$$

Como antes, algunos de los parámetros de las expresiones anteriores pueden considerarse como variables aleatorias. Por lo tanto, es posible determinar su distribuciones mediante simulación. En este trabajo se consideran los mismos parámetros que los utilizados para calcular el radio mínimo de visibilidad en curvas horizontales, además de la altura de los faros y el ángulo máximo que forman los rayos de luz de los faros con el eje longitudinal del vehículo (a) para condiciones nocturnas. Se supone que estas variables siguen una distribución tipo Weibull, con un factor de forma de 0.274 y los siguientes parámetros:

Parámetro	Altura de obstáculo (m)	Altura del ojo del conductor (m)	Altura de faros (m)	Ángulo del haz de luz (°)
Límite inferior (ϵ)	0.00	0.80	0.40	0.75
Media (μ)	0.15	1.15	1.00	1.00

Tabla 4.9 Parámetros de las variables. Determinación de la distancia de visibilidad en curvas verticales

La confiabilidad de los parámetros K para curvas verticales son los que se muestran en las figuras 4.21 y 4.22:

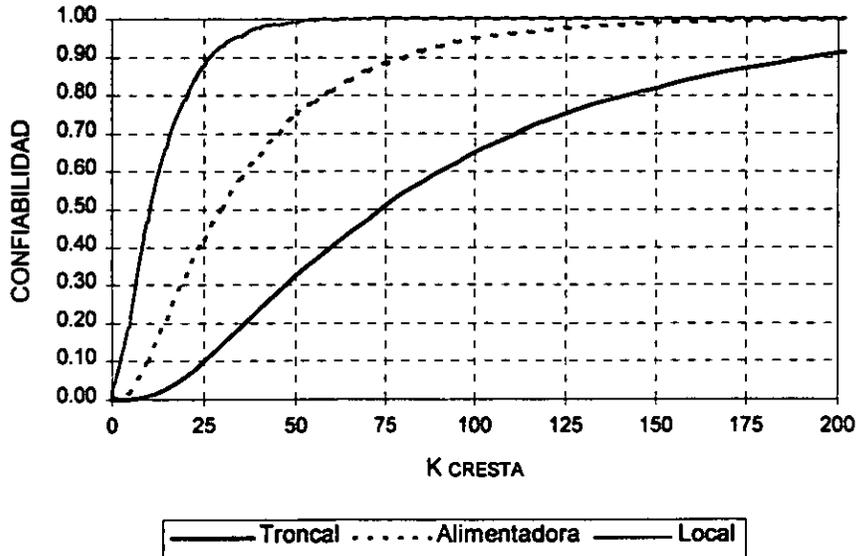


Fig. 4.21 Multiplicador K. Curvas verticales en cresta

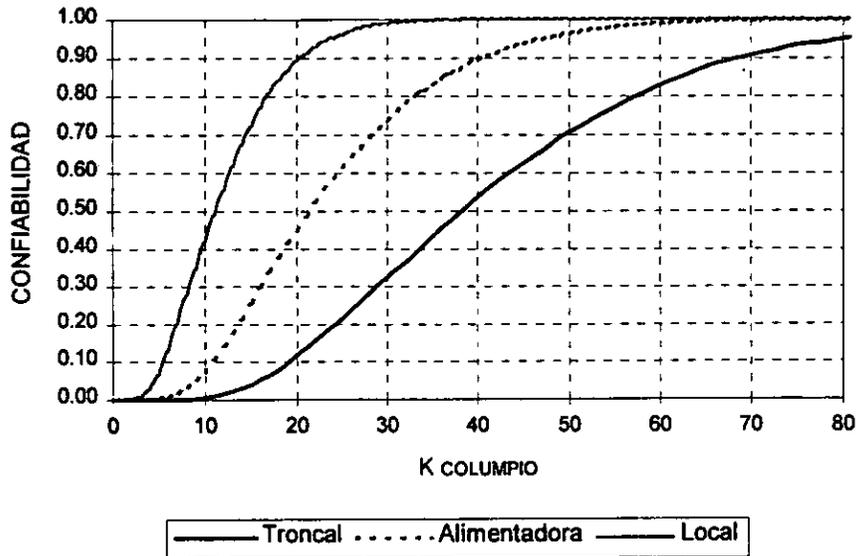


Fig. 4.22 Multiplicador K. Curvas verticales en columpio

Podrá observarse que para una misma confiabilidad, la longitud de las curvas en cresta es mayor que las requeridas para columpio. En las últimas, el criterio de apariencia resulta crítico. La AASHTO establece que el factor K mínimo debe ser de 30 para satisfacer el criterio de apariencia. Por otro lado, para satisfacer el criterio de comodidad se considera que la aceleración centrífuga producto de las fuerzas centrífugas y gravitacionales que actúan sobre el vehículo al pasar de una tangente a una curva vertical en columpio, no debe sobrepasar a 0.305 m / seg^2 . De aquí: $K \geq V^2 / 395$. Solo para confiabilidades muy bajas el criterio de comodidad resulta crítico.

Las normas mexicanas (SCT), estadounidenses (AASHTO) y alemanas (RAS) actuales, establecen los siguientes parámetros mínimos para curvas verticales en cresta:

PAÍS	VELOCIDAD DE PROYECTO (kph)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
México	3	4	8	14	20	31	43	57	72
Estados Unidos	3	6	10	19	32	48	72	102	150
Alemania	---	---	14	24	32	44	57	83	122 *

* Interpolado

Tabla 4.10 Factor K para curvas verticales en cresta. Normas actuales

Para curvas verticales en columpio:

PAÍS	VELOCIDAD DE PROYECTO (kph)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
México	4	7	10	15	20	25	31	37	43
Estados Unidos	5	8	12	17	26	32	42	53	63
Alemania	---	---	5	8	10	13	24	38	63 *

* Interpolado

Tabla 4.11 Factor K para curvas verticales en columpio. Normas actuales

Considerando las normas estadounidenses, que son las más conservadoras, para velocidades de 110 kph tienen confiabilidades cercanas al 80% si se considera aplicable a las vías troncales, pero más del 95% si se aplica a las alimentadoras. Para velocidades de 60 kph, se tendrían confiabilidades del 70% o más si se aplica en vías locales, pero menos del 20% se aplica a vías troncales. El criterio propuesto parece más racional.

PARÁMETRO	CONFIABILIDAD (%)	TIPO DE VÍA		
		TRONCAL	ALIMENTADORA	LOCAL
<i>DISTANCIA DE VISIBILIDAD MÍNIMA (m)</i>	50	177	112	67
	75	205	145	87
	85	260	170	100
<i>DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE MÍNIMA (m)</i>	50	410	275	210
	75	445	235	250
	85	500	370	275
<i>SOBREELEVACIÓN MÁXIMA (%)</i>	50	7.0	7.0	7.0
	75	5.9	5.9	5.9
	85	5.3	5.3	5.3
<i>RADIO DE CURVATURA MÍNIMO (m)</i>	50	275	160	80
	75	360	215	110
	85	405	250	130
<i>RADIO MÍNIMO DE VISIBILIDAD (m)</i>	50	610	325	160
	75	1000	550	275
	85	1325	725	350
<i>RADIO MÍNIMO DE VISIBILIDAD POR BARRERA (m)</i>	50	1200	---	---
	75	2000	---	---
	85	2500	---	---
<i>DISTANCIA DE ORILLA CALZADA A TALUD (m)</i>	50	13.00	8.75	6.00
	75	15.50	10.25	7.00
	85	20.00	13.00	8.50
<i>LONGITUD DE ESPIRAL (m)</i>	50	60	51	38
	75	72	62	45
	85	79	70	59
<i>SOBREANCHO DE CALZADA (m)</i>	50	---	---	0.40
	75	---	0.43	0.73
	85	0.28	0.65	0.90
<i>PENDIENTE DE RAMPA (%)</i>	50	5.0	14.0	---
	75	3.5	5.3	9.0
	85	2.3	3.6	6.8
<i>FACTOR K PARA CURVAS VERTICALES EN CRESTA</i>	50	74	30	11
	75	125	50	18
	85	162	67	24
<i>FACTOR K PARA CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO</i>	50	38	22	11
	75	43	31	14
	85	43	36	19

Tabla 4.12 Algunos parámetros de diseño

5. CONFIABILIDAD ÓPTIMA

Los parámetros característicos de todos y cada uno de los elementos de proyecto se asociaron a la confiabilidad, misma que caracteriza al atributo de seguridad: Sin embargo, es necesario considerar los otros atributos deseables: rapidez, comodidad, economía e impacto ambiental. Estos atributos, a excepción del económico, varían en el mismo sentido que la confiabilidad; por lo tanto, las normas de proyecto y el mismo proyecto serán mejores cuanto mayor sea la confiabilidad. Respecto al atributo económico, puede esperarse que a mayor confiabilidad menor costo de operación, pero también mayor costos de construcción. De aquí la necesidad de encontrar la confiabilidad que optime el costo total asociado a la vía.

Para llevar a cabo esta optimación, puede recurrirse a alguno de los métodos tradicionales empleados en evaluación económica: valor presente neto, costo anual equivalente, tasa interna de retorno o relación beneficio / costo. Cualquiera de estos es adecuado para optimar la confiabilidad, pero se eligió el valor presente neto porque ofrece una cuantificación directa de los montos globales en los que se incurren durante la operación de la vía.

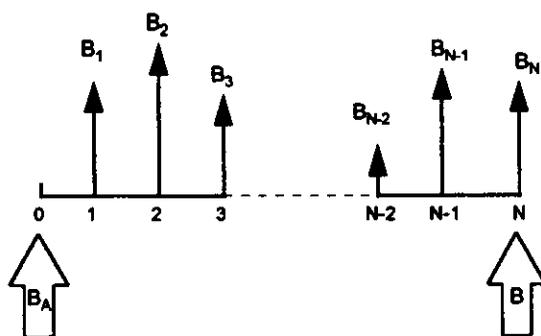
El valor presente neto es la diferencia entre los beneficios y los costos actualizados referidos a un periodo base, generalmente el año de inicio del proyecto. Los costos se refieren al costo de construcción y a los de gestión, estos últimos constituidos en su mayor parte por los costos de conservación, aunque también incluye los costos de administración. Los beneficios están constituidos por los costos de recorrido y los costos de accidentes. Los primeros incluyen el costo de los insumos requeridos para operar los vehículos y el valor del tiempo, tanto de personas como de bienes. El costo de accidentes se refiere tanto a las pérdidas materiales como al valor de las lesiones y pérdida de vidas humanas. Párrafos adelante, se mostrarán dos planteamientos sobre la forma en que se pueden concebir los beneficios y su relación con el valor presente neto.

5.1 ELEMENTOS DE ANÁLISIS

5.1.1 Actualización

La actualización es una operación cuyo objetivo es considerar el efecto del tiempo en los valores monetarios y referirlos a un mismo instante de tiempo. Esto se logra a través de la regla de interés compuesto.

Suponga que al final de cada año n , de un período de análisis de N años, se asigna el beneficio (o costo) de ese año B_n . Si la tasa de interés del capital es i y la tasa de actualización es t , podrá calcularse el beneficio (costos) B en el año N y a partir de este, el beneficio en el año actual B_A . Así:

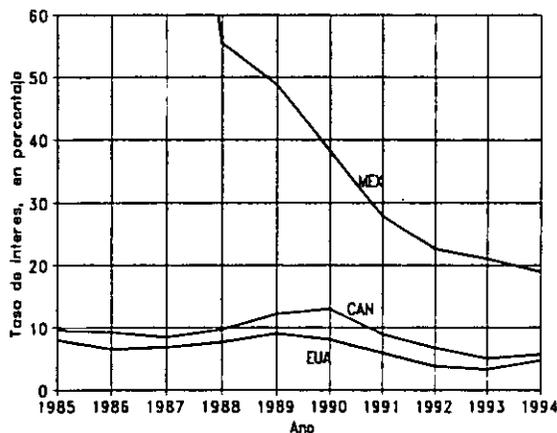


$$B = \sum_{n=1}^N B_n (1+i)^{N-n}$$

$$B_A = \frac{B}{(1+t)^N}$$

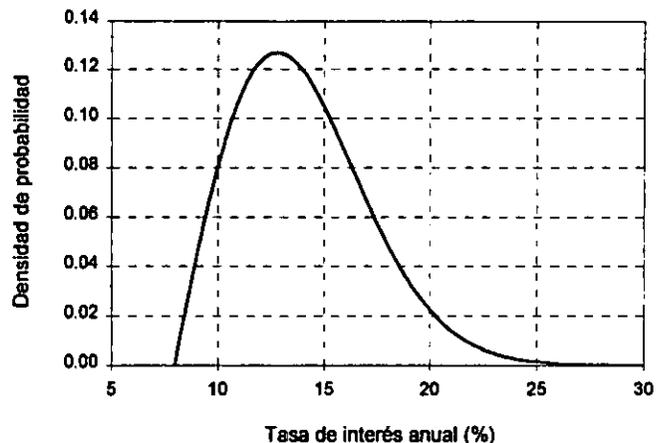
La tasa de actualización representa el sacrificio de consumir el equivalente al beneficio B_A en aras del beneficio futuro B .

Los beneficios se capitalizan anualmente con cierta tasa de interés. Esta tasa puede ser muy variable según las condiciones económicas y financieras que prevalezcan en ese año. Luego, cada tasa de interés debiera modelarse como una variable aleatoria, lo que conduciría a utilizar $(N-1)$ variables, lo que conlleva a dificultades para su tratamiento analítico. Para simplificar el análisis, se considera que, una vez seleccionada, la tasa de interés es constante a lo largo del período de análisis.



En países desarrollados, con economías robustas, la hipótesis de tasa de interés constante es muy razonable, no así en economías que, como la de México, presentan crisis de manera periódica, muchas veces por factores que están fuera del control de quienes la conducen. En el diagrama se muestra la evolución de las tasas de interés de México, Canadá y Estados Unidos. Mientras que en los últimos las tasas han sido más o menos estables, en México se han presentado variaciones muy importantes.

En este trabajo se consideró que la tasa de interés permanece constante durante el período de análisis, aunque la tasa inicial se considera aleatoria y sigue una distribución Weibull con un valor medio de 14 por ciento, congruente con los objetivos de la política económica, pero con un límite inferior del 8 por ciento, congruente con las tasas de los principales socios comerciales de México. Se asignó un factor de forma de 0.5 para considerar la cola derecha alargada, con el objeto de modelar, hasta cierto punto, la incertidumbre de la economía mexicana. Para fines prácticos, el rango de variación es del 8 al 24%.

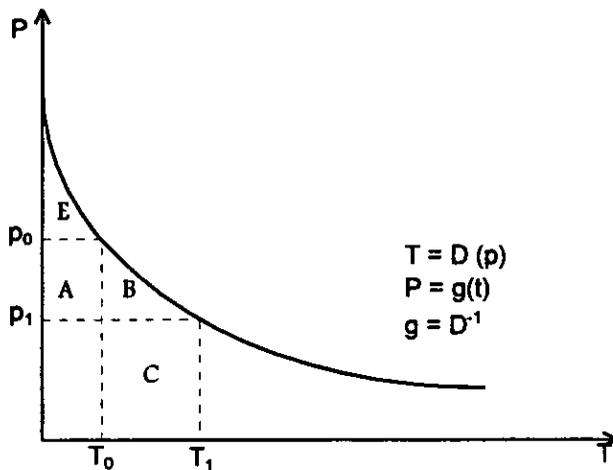


Por otro lado, la tasa de actualización depende tanto de las variables económicas como de los objetivos de política económica, y será más alta en tanto:

- Las tasas de interés sean altas y tengan un comportamiento incierto
- Las inversiones en carreteras no sean objetivos primordiales del país
- Exista gran incertidumbre en los costos y beneficios de las carreteras
- La inflación se encuentre en niveles elevados y se favorezca el consumo actual

Según el listado anterior, las condiciones en México obligan a una tasa de actualización alta. En este trabajo se consideró que es dos por ciento mayor que la tasa de interés, con el objeto de tener un rango de variación congruente con los valores empleados en las instituciones nacionales.

5.1.2 Costos y beneficios



Para caracterizar a los beneficios son muy útiles las ideas aportadas por Manheim (ref. 31). Supóngase que la demanda de la carretera está caracterizada por el tránsito T_0 que depende del costo p_0 que cada conductor está dispuesto a pagar por el beneficio que percibe de la carretera, ya sea alguna cuota o los costos de operación. Como se observa en el esquema, es claro que a menor costo mayor demanda y viceversa. Si el precio sufre un

decremento, el tránsito sufre un cierto incremento que representa al número de usuarios que están dispuesto a pagar por el beneficio percibido. Entonces, el **beneficio global** percibido por los usuarios se puede interpretar como el área bajo la curva de demanda, es decir:

$$BGU = \int_0^T g(T) dT$$

Si la demanda es independiente del precio ($p = p_0$) o el precio independiente de la demanda ($T = T_0$), entonces los beneficios estarán constituidos por el producto del tránsito por el costo. Este es el primer planteamiento para definir los beneficios.

Por otro lado, si se considera que el beneficio al usuario es el beneficio global menos el costo al usuario (CA), entonces la **plusvalía (PV)** queda definida como:

$$\begin{aligned} \Delta PV_{0,1} &= PV(p_1) - PV(p_0) = BGU(p_1) - CA(p_1) - BGU(p_0) + CA(p_0) = \int_{T_0}^{T_1} g(T) dT - p_1 \cdot T_1 + p_0 \cdot T_0 = \\ &= B + C - D - C + A + D = A + B = \frac{1}{2}(p_0 - p_1)(T_1 + T_0) \end{aligned}$$

También es posible plantear que el beneficio es una medida de la reducción en los costos (C) en los que incurre el usuario al hacer uso de la vía:

$$\Delta C_{0,1} = CA(p_1) - CA(p_0) = D + C - A - D = C - A = p_1 \cdot T_1 - p_0 \cdot T_0$$

Si se considera que el precio es independiente de la demanda ($T_0 = T_1 = T$), entonces la plusvalía es igual que los costos pero con signo contrario. En efecto:

$$\Delta C = (p_1 - p_0)(T) \quad ; \quad \Delta PV = (p_0 - p_1)(T) \quad \Rightarrow \quad \text{Plusvalía} = -\text{Costos}$$

Del resultado anterior se observa que los beneficios, representados por la plusvalía, equivalen a los costos de operación de los vehículos pero con signo negativo. Este es el segundo planteamiento para la definición de los beneficios.

5.1.3 Tránsito

Para determinar el tránsito T dentro de n años, se recurre a la expresión de interés compuesto:

$$T = T_0(1 + r)^n$$

en donde T_0 es el tránsito en el año inicial y r es la tasa de incremento de tránsito. Esta tasa presenta problemas similares a la de interés para su predicción. Siendo el tránsito una actividad derivada, la tasa de incremento anual no puede ser muy diferente al incremento de la actividad económica. Es por ello que, para los fines de este trabajo, se consideró una media similar al incremento alcanzable del PIB del cuatro por ciento, pero con un límite inferior del dos por ciento. Por su parte, se consideró que el volumen del tránsito inicial para carreteras de dos carriles fuesen congruentes con la capacidad de la vía al cabo de veinte años. De

esta manera se consideraron tránsitos iniciales medios de 1000, 2000 y 4000 vpd, pero con límites inferiores de 500, 1000 y 2000 vpd. En los casos de la tasa de incremento de tránsito y del tránsito inicial se consideró un factor de forma (β) de 0.5, con objeto de considerar la cola derecha típica de esta clase de fenómenos. La figura 5.1 muestra gráficamente las consideraciones anteriores:

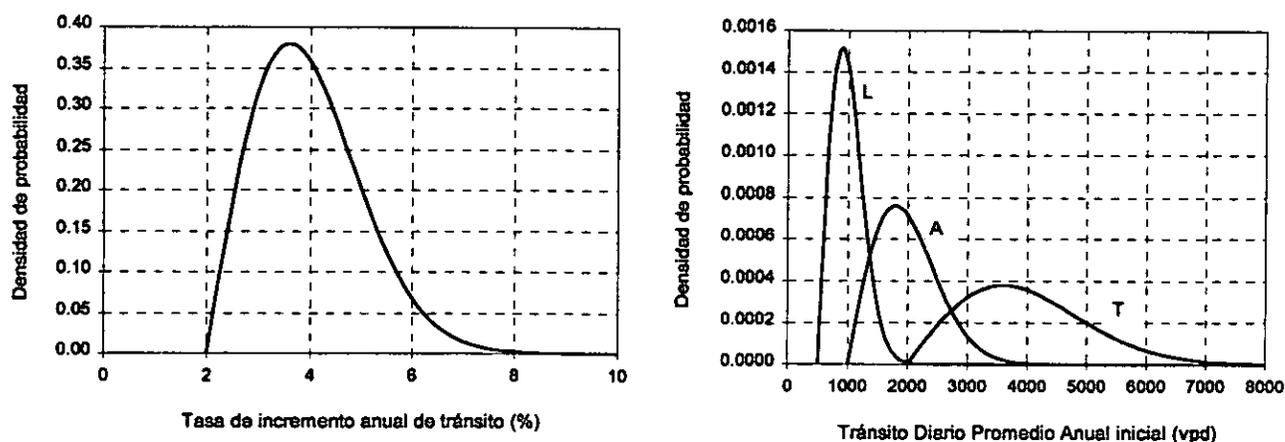


Fig. 5.1 Tasa de incremento del tránsito y TDPA inicial

5.1.4 Valor presente neto

Para determinar el valor presente neto, VPN , se considera lo siguiente:

- La vía se construye durante el primer año a un costo $COCO$ que incluye los costos de construcción, de derecho de vía, de proyecto y administración (los tres últimos se estiman como el 15% de los costos de construcción). El tránsito potencial en ese momento es T_0 .
- La vía empieza a operar en el primer año, con un tránsito aumentado respecto al inicial, con una tasa de incremento anual r .
- Cada vehículo tiene un costo de recorrido (CRE) constante, que refleja la composición del tránsito y considera la variabilidad de las características de los vehículos.
- Se considera que el costo de accidentes al año es CAC .
- El costo de conservación $MANT$ considera conservación rutinaria anual (CRU), riego de sello (CRI) en los años 5 y 15 y sobrecarpeta (CSO) en los años 10 y 20.

Como se comentó con anterioridad, el valor presente neto estará dado por la diferencia de los beneficios actualizados (*BA*) y los costos actualizados (*CA*):

$$BA = \pm \left[365T_0(CRE + CAC) \cdot \frac{(1+r)[(1+r)^{20} - (1+i)^{20}]}{(1+t)^{20}(r-i)} \right]$$

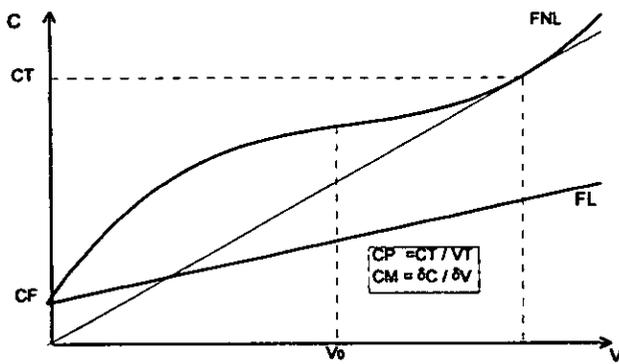
$$CA = 1.15COCO \cdot \left(\frac{1+i}{1+t}\right)^{20} + CRU \cdot \frac{(1+i)^{20} - 1}{i(1+t)^{20}} + CRI \cdot \frac{(1+i)^{15} + (1+i)^5}{(1+t)^{20}} + CSO \cdot \frac{[(1+i)^{10} + 1]}{(1+t)^{20}}$$

Note que los beneficios pueden considerarse positivos o negativos, según los procedimientos para determinarlos y que se explicaron en el apartado 5.1.2. Si se considera el signo positivo, el valor presente neto será la diferencia entre beneficios y costos actualizados. La confiabilidad que haga que los beneficios sean mayores que los costos será aquella que ofrezca un VPN mayor a cero. Por el contrario, si se considera el signo negativo, el valor presente neto será la suma de los beneficios y los costos actualizados. La confiabilidad óptima será la que reporte el menor VPN (como se ilustra en la figura 1.1 al inicio de este trabajo) si las pendientes de las curvas de beneficios y costos son similares en el entorno del óptimo. En caso de no presentarse las condiciones anteriores, resulta poco práctico utilizar este método para encontrar el punto en el que los costos y los beneficios son iguales.

5.2 BENEFICIOS

5.2.1 Costos de recorrido

Los costos de recorrido están constituidos por la suma de los costos fijos y costos variables. Los costos fijos están constituidos por la depreciación, intereses de capital, seguros, impuestos e indirectos y, en general, de todos aquellos costos que son independientes de la producción de transporte. Los costos variables incluyen los consumos de combustible, lubricantes y llantas y están referidos a unidades de producción de transporte, como vehículo - kilómetro, tonelada - kilómetro o pasajero - kilómetro.



Las funciones de costo definen la variación del costo total (CT), constituido por el costo fijo (CF) y el costo variable, con la producción de transporte. En la práctica, tales funciones pueden ser lineales (FL) o no lineales (FNL), según las economías de escala que puedan generar. Suelen definirse dos tipos de costos, los costos medios (CP) y los costos marginales

(CM). Los primeros se determinan como el costo total entre el volumen de transporte producido. Los segundos corresponde a al fracción de costo requerido para producir una unidad de transporte. Para un volumen dado, la interpretación geométrica del costo medio es la pendiente de la cuerda al origen y del costo marginal la pendiente de la función.

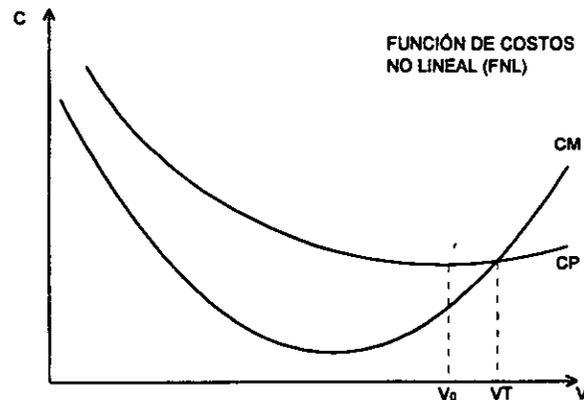
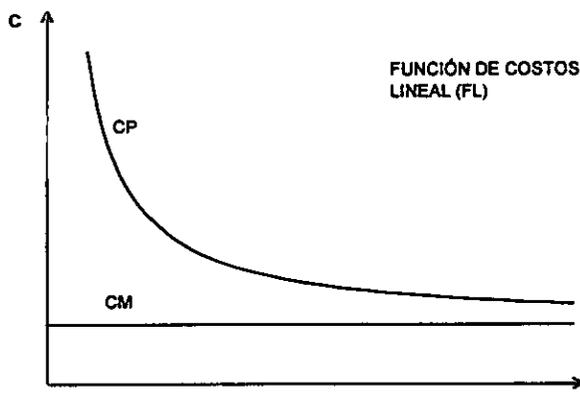


Fig. 5.2 Costos medios y marginales para diferentes funciones de costos

Los costos de recorrido que se consideraron en este estudio corresponden al costo medio para producir un vehículo - kilómetro. Los modelos empleados fueron desarrollados por el Banco Mundial (ref. 13), con ligeros ajustes para considerar las condiciones del parque vehicular en México (capítulo, *Vehículos característicos*) y la aleatoriedad de los elementos que intervienen en la determinación de los costos de recorrido. La referencia 32 muestra la implementación del modelo del Banco Mundial para las condiciones mexicanas, considerando la naturaleza estocástica de las variables que intervienen en el modelo.

a) Consumo de combustible

Determina las tasas de consumo horario para ascenso y el descenso, con un modelo calibrado para cada vehículo, a partir de la potencia y revoluciones del motor requeridas para alcanzar las velocidades de ascenso y descenso. La inversa de tales velocidades determinan el tiempo de recorrido por kilómetro en ascenso y descenso. El consumo, en litros por kilómetro, se obtiene de las tasas de consumo horario, los tiempos de recorrido y la fracción de ascenso y descenso. Este trabajo considera los dos sentidos de circulación y por lo tanto las rampas ascendentes y descendentes tienen igual pendiente y longitud.

Tasa de consumo horario:
$$UFC = \sum_{i=1}^n \alpha_i (HP)^{\beta_i} (RPM)^{\gamma_i} \quad ; \quad \alpha_i, \beta_i, \gamma_i \in \{0, 1, 2\}$$

Potencia ascenso/descenso:
$$HP = \frac{1}{736} \left[mg(C_R + \alpha)V + \frac{1}{2} R_{HO} C_D A V^2 \right]$$

Revoluciones del motor:
$$RPM = \frac{60V(DRT)(GRT)}{\pi(TD)}$$

Rendimiento en litros por kilómetro:
$$FC = 0.5 \left[\frac{UFC_{\alpha}}{V_{\alpha}} + \frac{UFC_{\delta}}{V_{\delta}} \right] \varepsilon_1 \varepsilon_2$$

donde: $V_{\alpha, \delta}$: es la velocidad en ascenso o descenso

DRT: Relación de engranajes del diferencial

GRT: Relación de engranajes de la caja de velocidad

TD : Diámetro de la llanta

RPM: Velocidad del motor

HP : Potencia entregada a las ruedas motrices

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$: Factores de eficiencia energética

b) Consumo de llantas

Se mide por el número de llantas que se requieren para cubrir una distancia de referencia y se calcula multiplicando el número de llantas del vehículo por el factor de desgaste. Para vehículos ligeros, tal factor es una función lineal del estado de la superficie de rodamiento (IRI = 5). Para vehículos pesados, en tal factor se hace intervenir el costo de la llanta recubierta como fracción de la nueva, el número de recubiertas y la durabilidad de las llantas, medida en distancia. El número de recubiertas depende de la curvatura de la vía y del estado de la superficie de rodamiento, mientras que la durabilidad dependerá del volumen de hule de la llanta y de la tasa de desgaste, que a su vez depende de la fuerza ejercida por ella en el pavimento.

Consumo por 1000 km. Vehículos ligeros: $EQNT = NT(a + bQ_i)$

Consumo por 1000 km. Vehículos pesados: $EQNT = NT\left(\frac{1 + RREC \cdot NR}{DISTOT} + k_0\right)$

$NR = (1 + NR_0)[-0.0025Q_i - 0.0012 \cdot \min(300, \gamma)] - 1$; $DISTOT = \frac{(1 + NR)VOL}{TWT}$

$TWT = TWT_0 + CT_C \frac{[DF_\alpha^2 \cdot \lambda + DF_\delta^2 \cdot (1 - \lambda)]^2}{mgNT}$; $DF_{\alpha,\delta} = mg[mg(\alpha, \delta) + C_R] + \frac{1}{2} R_{HO} C_D A V_{\alpha,\delta}^2$

donde: EQNT: llantas equivalentes para recorrer 1000 km

NT: número de llantas por vehículo

DISTOT: Duración de la llanta

Q_i : Estado de la superficie de rodamiento ($Q_i = 13 \cdot IRI$)

NR: Vida de la carcasa, medida en número de recubiertas.

NR_0 : Número medio de recubiertas

VOL: Volumen de hule del piso

TWT: Pérdida de hule o desgaste del piso de la llanta

DF_α y DF_δ : Resistencias al rodamiento, al aire y el peso.

RREC: Relación del costo de recubrir una llanta y comprar una nueva

γ : Curvatura

c) *Mantenimiento del vehículo*

Incluye el consumo de lubricantes, que depende del estado de la superficie de rodamiento. Incluye también el monto de las refacciones, que suelen referirse al costo inicial del vehículo, y el monto de la mano de obra, que depende del número de horas empleado. Estos montos dependen del estado de la superficie, tipo de vehículo y distancia recorrida anual.

Lubricantes (litros/1000 km): $C_{OIL} = f_{OIL}(Q_i)$

Refacciones (fracción valor vehículo): $APART = f_{APART}(Q_i, CKM)$

Mano de obra (fracción valor vehículo): $ALABOR = f_{ALABOR}(Q_i, APART)$

donde: CKM: Edad del vehículo medida en kilometraje acumulado

ALABOR: Tiempo invertido en mano de obra para mantener el vehículo

d) *Depreciación e intereses del capital*

La depreciación se obtiene dividiendo el costo del vehículo nuevo entre la vida del vehículo y entre la distancia recorrida anual. Por su parte, los intereses de capital se calculan aplicando la tasa de interés al costo medio del vehículo (la mitad del costo inicial para un valor de rescate nulo). Esa cantidad se divide por la distancia recorrida anual para referir el costo a unidad de distancia.

$$DEP = \frac{1}{VIDA \cdot AKM} \quad ; \quad INT = \frac{\text{tasa}}{2 \cdot AKM}$$

- donde: DEP: Costo de depreciación
 INT: Costo de los intereses
 Tasa: Tasa anual de interés
 VIDA: Vida de servicio del vehículo
 AKM: Utilización media anual de vehículo

Tanto la vida del vehículo como la distancia de recorrido se corrigen con factores que consideran la velocidad, la intensidad de uso horario y la elasticidad de la velocidad respecto al uso.

$$IDA = \frac{1}{3} \left(\frac{AKM_0}{V} \cdot \frac{HRD}{V} + 2 \right) \cdot VIDA_0 \quad ; \quad AKM = \left(\frac{1 - EVU}{AKM_0} + \frac{EVU}{V \cdot HRD} \right)$$

- donde: AKM₀: recorrido medio anual
 EVU : Elasticidad de la utilización media del vehículo con respecto a la velocidad
 HRD : Utilización horaria media anual de vehículo

La mayor parte de los parámetros que intervienen en los modelos descritos son típicos de los vehículos característicos, pero pueden tener variaciones de vehículo a vehículo. Para considerar esa situación, algunos parámetros se consideraron como variables aleatorias distribuidas según Weibull, con un límite inferior del 80% de la media y factor de forma (β) de 0.274. Respecto al precio medio de los insumos, se consideraron precios actuales de mercado medios:

CONCEPTO	PRECIO
Gasolina (\$ / lt)	3.21
Dísel (\$ / lt)	2.65
Acette (\$ / lt)	15.00
Pasajero (\$ / hora)	6.75
Operador (\$ / hora)	40.00
Mecánico (\$ / hora)	30.00
Tonelada de carga (\$ / hora)	0.00
Tasa de interés del capital (%)	18

Tabla 5.1 Precios de los insumos

Respecto a los precios específicos de cada vehículo característico, se consideró:

VEHÍCULO	PRECIO / UNIDAD	PRECIO / LLANTA
Automóvil	150,000	300
Autobús	1'200,000	1,000
Camión unitario	500,000	800
Camión articulado	1'000,000	1,000

Tabla 5.2 Precios de vehículos característicos y llantas

Considerando lo anterior, la figura 5.3 muestra los costos de recorrido por vehículo - kilómetro - día para cada una de las confiabilidades. Es importante hacer notar que estos costos están referidos a "un vehículo compuesto" considerando la composición de tránsito propuesta en los capítulos anteriores.

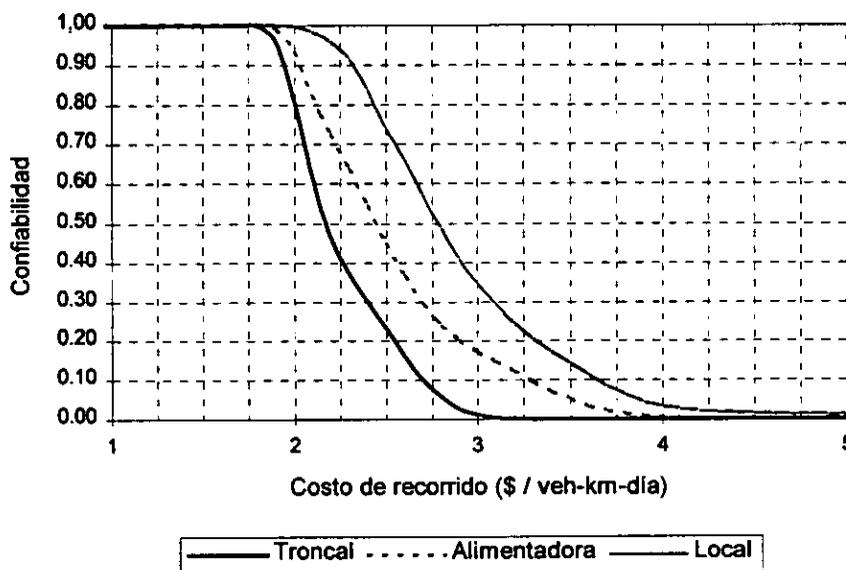


Fig. 5.3 Costos de recorrido para un vehículo compuesto

La figura 5.4 muestra los costos de recorrido referidos al año base de análisis para cada confiabilidad. En esta distribución se considera el tránsito, su tasa de crecimiento, y la tasa de interés y actualización. Es notorio el efecto de estas variables en el monto de los costos de operación.

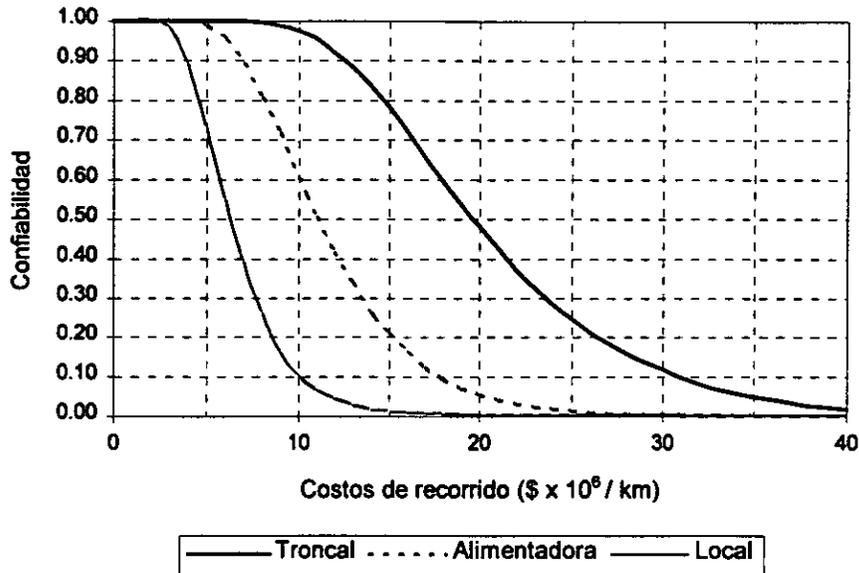


Fig. 5.4 Costos de recorrido actualizados

5.2.2 Costos de accidentes

Las pérdidas ocasionadas por los accidentes viales pueden clasificarse en dos grandes rubros: recursos materiales y recursos humanos. La cuantificación de los primeros no representa demasiadas dificultades, pues basta evaluar los daños materiales; pero la evaluación de las pérdidas en recursos humanos, tanto por lesiones como en muertes, requiere asignar valores monetarios a la salud y a la vida, lo que implica consideraciones éticas y morales no siempre claras y precisas. Sin embargo, estas decisiones siempre están presentes en las decisiones que implícita o explícitamente tiene que tomar el ingeniero.

Dada la incertidumbre respecto a la veracidad de las estadísticas disponibles, en este estudio los accidentes se cuantificaron con unas cuantas cifras puntuales. Específicamente se consideraron los accidentes reportados por la SCT en 1993 (ref. 7) en la red federal: 57,536 accidentes, 4,066 muertos, 27,926 heridos y 190 millones de dólares en daños materiales. En ese año, la red federal tenía una extensión aproximada de cincuenta mil kilómetros y un uso de cinco mil vehículos por día. Esto da una medida de exposición al riesgo de noventa mil millones de vehículos - kilómetro por año. De acuerdo con esto, las tasas por 100 millones de

vehículos - kilómetro serían de 63.9 accidentes, 4.5 muertos y 31.6 heridos. Para diferenciar la ocurrencia por tipo de carretera, se consideraron las tasas de accidentes fatales y con heridos en la red federal estadounidense en 1985, según las cuales puede interpretarse que ocurren 1.2 veces más accidentes mortales y 1.5 más accidentes con heridos en carreteras secundarias que en las principales; en cambio, en el sistema interestatal, los muertos y heridos solo representan el 40 por ciento de los que ocurren en las carreteras principales (ref. 26).

Con relación al costo de los accidentes, en 1989 se estimó que en los Estados Unidos y Canadá, el costo por muerto fue de 352,042 dólares y de 9,062 por herido (2.6% del costo por muerte), cifras que también incluyen daños materiales, hospitalarios y servicios de emergencia (ref. 33). Si se considera al tipo de cambio de 2.50 de entonces y la inflación, medida por el índice nacional de precios al consumidor en México, se obtiene un costo por muerto de 4.1 millones de pesos a precios actuales, que representa trescientos años del *PIB per capita* de México.

En 1984, Rosenblueth realizó un estudio muy completo sobre el valor de la vida humana (ref. 34). Después de considerar aspectos éticos, sociales y económicos a través de la teoría de la utilidad, concluye que el valor para la sociedad de una vida anónima es de 2.6 millones de pesos de abril de 1984; sin embargo, dado el bajo impacto social de los accidentes carreteros, para esta aplicación el valor de la vida se reduce a 2.2 millones de pesos, que en términos del *PIB per capita* de ese año, corresponde a 20 años. Si tal cifra se aplica la *PIB per capita* de 1995, se obtiene un valor de 270,000 pesos, que actualizado a 1997 resulta en 417,000 pesos. Incidentalmente, vale la pena comentar que en opinión de Rosenblueth, el criterio para evaluar la vida humana a través del *PIB per capita* al menos permite establecer un límite inferior que, aunque bajo, puede ser muy útil.

Los accidentes, además de muertos y heridos, también producen pérdidas de recursos, tanto en daños materiales como en servicios de emergencia. En este estudio, solo se consideran los daños materiales de 190 millones de dólares de 1993, que actualizados a 1997 representan 23,900 pesos por accidente o de 0.1527 pesos/vehículo-kilómetro.

De acuerdo con las cifras anteriores, el costo de accidentes, en pesos por vehículo-kilómetro, a precios de 1997, es como sigue:

Tipo de vía	Tasa *		Tasa compuesta *	Costo por vehículo-kilómetro	
	Muertos	Heridos	Muertos	Muertos y heridos	Daños materiales
Autopista	1.7	12.4	2.0	0.00834	0.01527
Principal	4.5	31.0	5.3	0.02210	0.01527
Secundaria	5.4	41.5	6.5	0.02711	0.01527

* Tasa por 100 millones de vehículo-kilómetro

Tabla 5.3 Costo de accidente por vehículo-kilómetro

Podrá notarse el escaso valor que la sociedad mexicana asigna a la vida y a las lesiones de quienes sufren accidentes carreteros, ya que no llega ni al doble de lo que cuestan los daños materiales. La sociedad norteamericana asigna un valor de unas diez veces mayor. Pero aún así representa una fracción relativamente pequeña de los costos asociados a la operación de la vía.

La figura 5.5 muestra los beneficios globales actualizados, tomando en cuenta los costos de recorrido y los costos por accidentes.

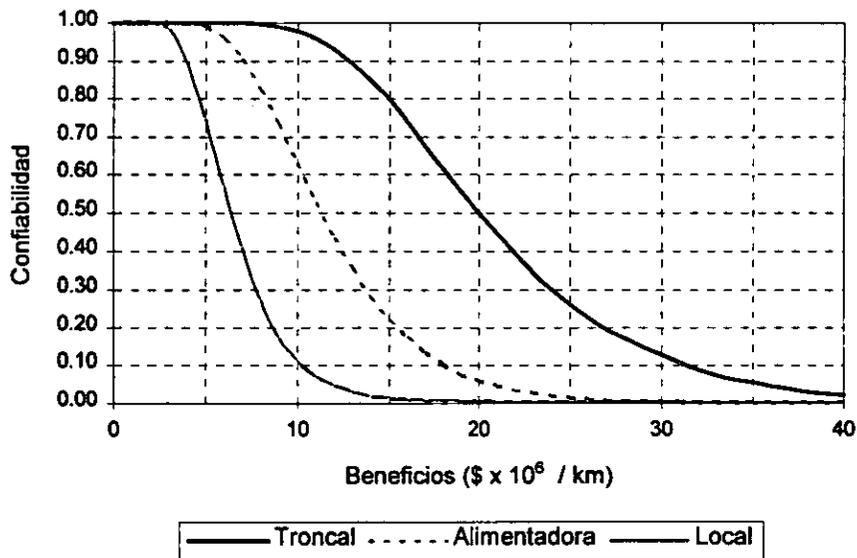


Fig. 5.5 Beneficios actualizados

5.3 COSTOS

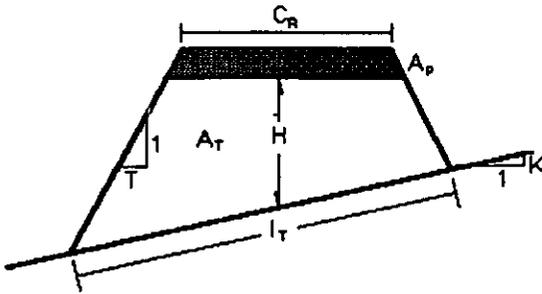
5.3.1 Costos de construcción

El costo de construcción está formado por las cantidades erogadas para construir la vía. Consta del costo de construcción propiamente dicho y el costo del derecho de vía. El costo de construcción presenta una alta variabilidad, pues no solo depende del tipo de vía, sino de condiciones independientes a ella: la configuración topográfica, geología regional y disponibilidad de materiales.

Se tienen tres grandes rubros que constituyen los costos de construcción: terracerías, pavimentos y obras de drenaje. Cada uno representa el 60, 30 y 10 por ciento de los costos de construcción, según estimación de la Dirección General de Carreteras Federales de la SCT.

Las terracerías incluyen la preparación del sitio (limpieza, desmonte y despalme), excavación de cortes, formación de terraplenes, movimientos de tierra y construcción de caminos de acceso. Los trabajos de pavimentación consisten en la construcción de las capas superiores de la vía para formar la superficie de rodamiento; estas capas son la sub-base, base y carpeta o losa, dependiendo si el pavimento es flexible o rígido. Incluye la extracción y mejoramiento de materiales y su tendido y compactación. Las obras de drenaje incluyen la construcción de puentes pequeños, alcantarillas de tubo y cajón, cunetas, contracunetas y otras obras menores, como drenes, bordillos y lavaderos.

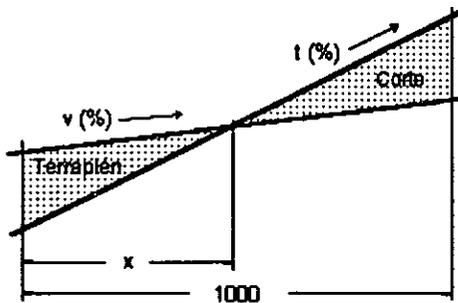
Las cantidades de obra a partir de las cuales se calculan los costos de construcción, dependen de las características de la sección transversal. En efecto, el volumen de terracerías depende del área de la sección (A_T), el volumen del pavimento del área A_P y el área de despalme y longitud de alcantarillas de la longitud l_T . Esos parámetros dependen a su vez del ancho de corona (C_R), la altura del corte o terraplén (H), la pendiente transversal del terreno natural (S) y el talud de cortes o terraplenes ($T=I/K$). Por otra parte, la altura de cortes y terraplenes puede estimarse de las pendientes medias de la vía y del terreno natural. La pendiente media de la vía (v), representa el ascenso - descenso por unidad de longitud, como se definió en el capítulo 3 para caracterizar el alineamiento vertical. La pendiente media del terreno natural (t) se define de manera análoga. La figura 5.6 muestra estos conceptos.



$$A_T = \frac{K}{K^2 + S^2} \left(\frac{S^4}{4} C_R + K \cdot C_R \cdot H + H^2 \right)$$

$$l_T = \frac{K^2}{K^2 + S^2} \left(C_R + \frac{2}{K} H \right)$$

Alturas medias de terraplén y de corte:



$$H_T = \frac{t - v}{2} x$$

$$H_C = \frac{t - v}{2} (1000 - x)$$

Fig. 5.6 Estimación de cantidades de obra. Modelo de costo de construcción

El modelo HDM - III del Banco Mundial (ref. 35) plantea expresiones empíricas para determinar las cantidades de obra con base en datos de carreteras de varios países en desarrollo. Estas expresiones son:

Limpieza y despalme (m ² / km):	$LYD = 1170e^{0.278t} + 1610 \cdot C_R \cdot e^{-0.114t}$
Altura media de corte o terraplén (m):	$H = 1.41 + 1.29(t - v) + 0.139t$
Área media de corte o terraplén (m ² / km):	$ACT = 1000H(C_R + 0.731H)$
Longitud media de tubos (m):	$LMT = 2.57C_R^{0.895} \cdot e^{-0.0313t}$

La longitud de alcantarillas de tubo (1.5 m de diámetro) por kilómetro de vía (*DRL*) y el número de alcantarillas de cajón de 1 m de claro (*ANB*) y el área por kilómetro de vía de puentes pequeños (*AB*) dependen de la configuración del terreno, caracterizado por la diferencia de ascenso - descenso del terreno natural. Las cantidades son:

$0 \% \leq t < 1 \%$	DRL = 1.97 LMT;	ANB = 0.27;	AB = 4.35 C _R
$1 \% \leq t < 4 \%$	DRL = 1.74 LMT;	ANB = 0.72;	AB = 2.09 C _R
$4 \% \leq t$	DRL = 2.02 LMT;	ANB = 0.62;	AB = 1.83 C _R

El rango de calibración de las expresiones para la estimación de cantidades de obra son: entre 0 y 10 por ciento para pendiente del terreno natural, entre 0 y 7.5 por ciento para pendiente de vía y entre 0 y 5 por ciento para la diferencia de pendientes entre terreno natural y vía. Las vías diseñadas con los criterios actuales suelen rebasar estos rangos de calibración.

Se observa que las expresiones del Banco Mundial para determinar el área de la sección transversal difiere de la teórica en que no considera la pendiente transversal del terreno, lo que puede ser muy importante en terreno montañoso; quizá por ello emplea modelos exponenciales para determinar el ancho de la sección y la longitud de alcantarillas tubulares. Además considera taludes de 0.743 que resulta escaso en terraplén y sobrado en corte respecto a los que usualmente se emplean en México (0.5 en corte y 1.5 para terraplén).

La expresión para calcular la altura media de cortes y terraplenes es mejor que la teórica, ya que considera una altura mínima de terraplenes y hace intervenir la pendiente longitudinal del terreno; sin embargo, de acuerdo a los límites del modelo, resultan alturas máximas de 9.25 metros, que están por abajo de las usuales en México.

Quizá por las limitaciones descritas, los coeficientes de correlación (R^2) de los modelos resultan pobres, pues no son mayores a 0.55; por lo tanto, en este estudio, se utilizaron estimaciones proporcionadas por personal de la Dirección General de Carreteras Federales. De esta forma, se sugirió que los costos varían entre 3 y 8 millones de pesos por kilómetro para coronas de 7 metros y de 4 a 15 millones para coronas de 13 metros.

De acuerdo con los datos anteriores, se consideró que los costos de construcción siguen una distribución Weibull, con factor de forma de 0.274, media de 3.5, 7.5 y 9.5 y límites inferiores de 3, 3.5, y 4 millones de pesos por kilómetro para vías de 7, 10 y 13 metros de corona. Las cantidades mayores se asignan para pendientes verticales de vía altas, como las que se presentan para terrenos montañosos y las bajas para terrenos planos.

El costo de construcción se incrementa en 15 por ciento para considerar los costos por derecho de vía, costo de estudios y proyecto (factibilidad, impacto ambiental, topo-hidráulicos, geotécnicos, proyecto geométrico, diseño estructural), que importan aproximadamente a 4,500 pesos por kilómetro y costo de supervisión y administración. Así, la figura 5.7 muestra los costos de construcción para cada confiabilidad y cada tipo de vía:

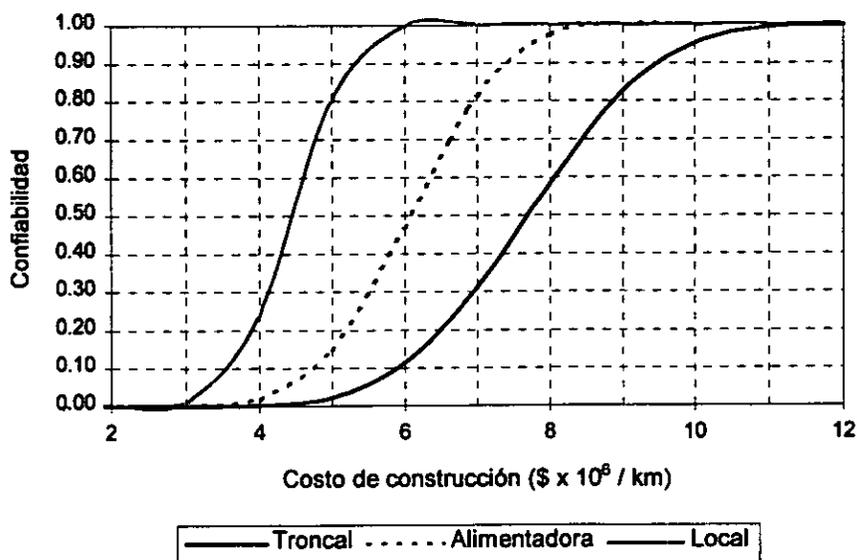


Fig. 5.7 Costos de construcción actualizados

5.3.2 Costo de mantenimiento

Los costos de mantenimiento están integrados por los costos de mantenimiento rutinario y los costos de mantenimiento mayor. La Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT estima que los costos de conservación ascienden al 3% anual del costo de construcción; sin embargo, como tales costos ocurren a lo largo del plazo de análisis o puntualmente en años específicos, en este estudio se consideraron los siguientes costos por metro cuadrado (ref. 36):

Concepto	Límite inferior	Media
Mantenimiento rutinario (\$ / m ²)	4.0	5
Riego de sello (\$ / m ²)	9.6	12
Sobrecarpeta (\$ / m ²)	64.0	80

Tabla 5.4 Precios unitarios de mantenimiento

Todos ellos distribuidos según Weibull y con factor de forma de 0.274. Se supuso que la conservación rutinaria se hace anualmente, y el mantenimiento mayor en los años 5 y 15 para riegos de sello y en los años 10 y 20 para la sobrecarpeta. Los costos de mantenimiento actualizados se muestran en la figura 5.8:

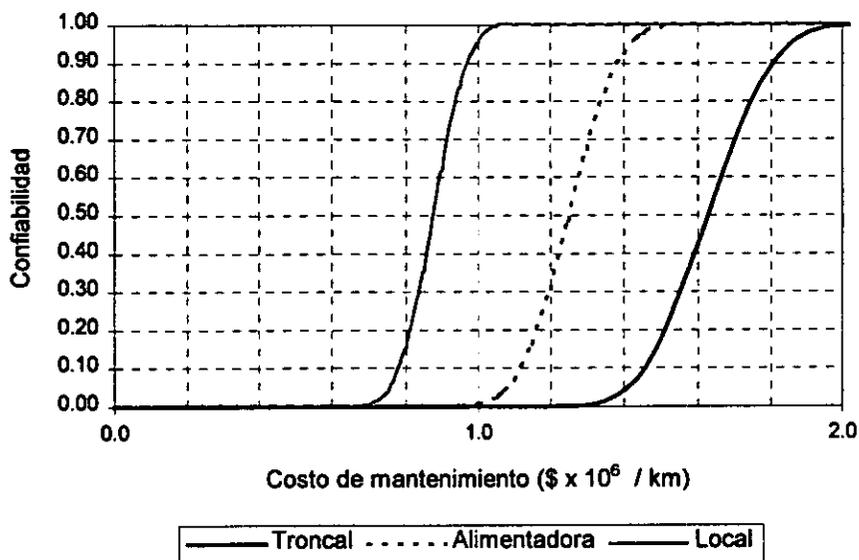


Fig. 5.8 Costos de mantenimiento actualizados

Finalmente, al figura 5.9 muestra los costos totales actualizados asociados a la operación de la vía:

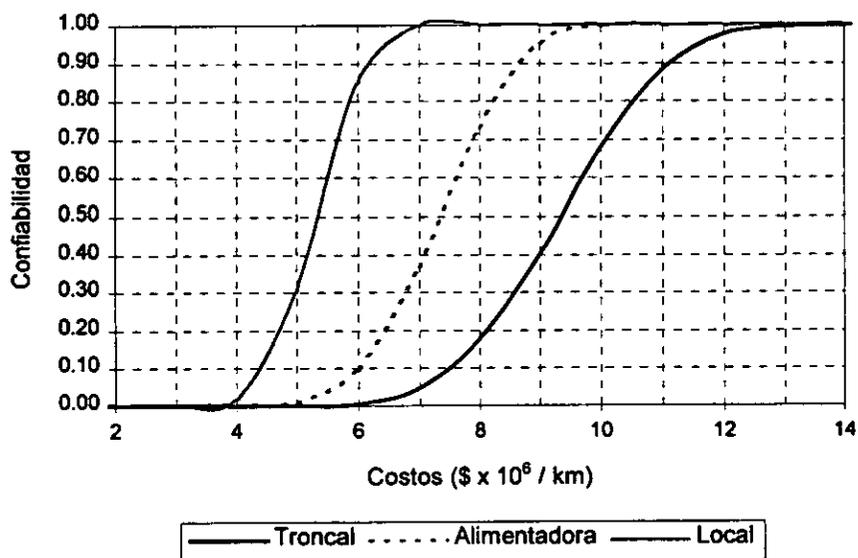


Fig. 5.9 Costos actualizados

5.4 OPTIMACIÓN

La figura 5.10 muestra los beneficios y los costos actualizados. En ella se observa que la confiabilidad que hace a los beneficios igualen a los costos es 95% para vías troncales, 80% para vías alimentadoras y 65% para locales. La figura 5.11 muestra el valor presente neto, suponiendo que se define como la suma de los beneficios y los costos. Debido a la marcada diferencia de pendientes en el entorno de la intersección entre las curvas, no es posible determinar un punto óptimo similar al esquema de la figura 1.1; por lo que no resulta práctico emplear considerar al valor presente neto como la suma de los beneficios y los costos. Si se considera al valor presente neto como la diferencia entre beneficios y costos, resulta sencillo encontrar el punto en que los costos y los beneficios son iguales, tal como se muestra en la figura 5.12. En ella se observa que la confiabilidad que hace que los costos igualen a los beneficios es precisamente el punto donde las curvas cortan al eje de las abscisas, es decir, cuando el valor presente neto es nulo.

Las confiabilidades anteriores se consideran máximas, es decir, confiabilidades mayores no producen ningún beneficio. Se considera que la confiabilidad mínima debe ser de 50%, es decir, la vía se debe proyectar para satisfacer al menos al 50% de los conductores. Es notorio que, dado los altos costos de operación respecto a los de construcción, las carreteras troncales favorecen el uso de altas confiabilidades.

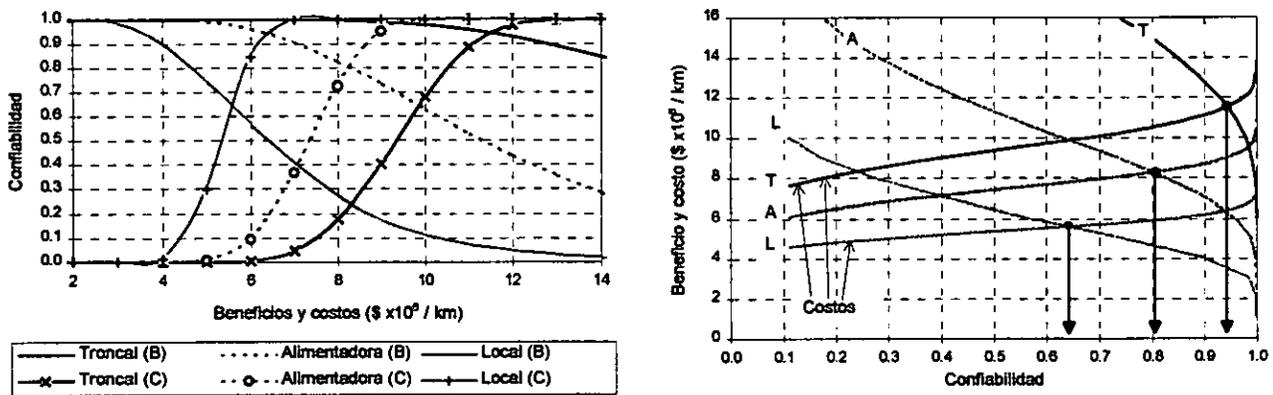


Fig. 5.10 Beneficios y costos actualizados

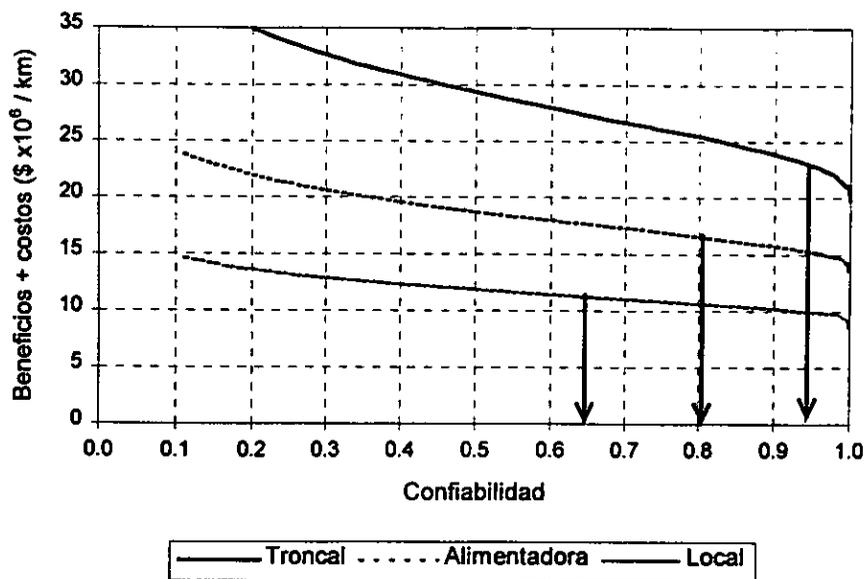


Fig. 5.11 Valor presente neto (beneficios + costos)

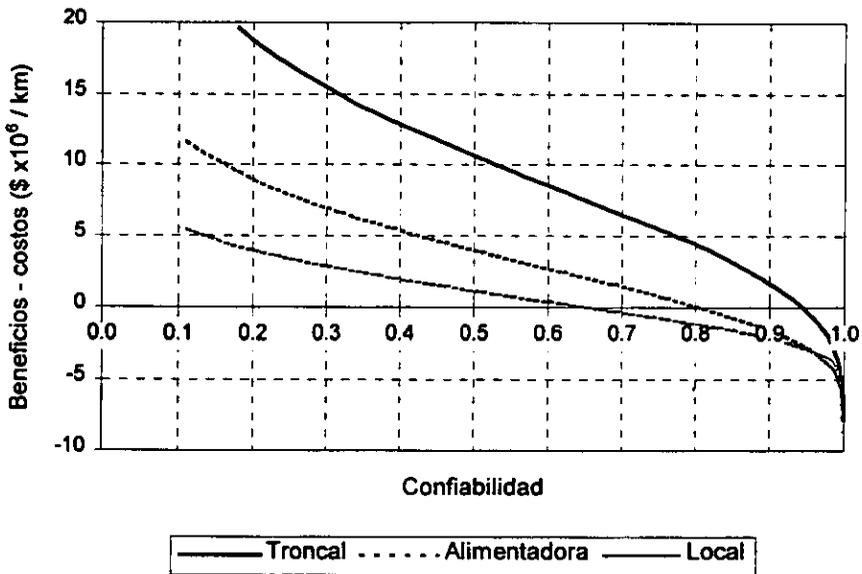


Fig. 5.12 Valor presente neto (beneficios - costos)

6. CONCLUSIONES

♦ Una carretera se proyecta para proporcionar una adecuada superficie de rodamiento a los vehículos que hacen uso de ella para satisfacer las necesidades de transporte. La eficiencia en esta función se mide en el grado de satisfacción de atributos deseables, que en este caso son: seguridad, economía, conveniencia, rapidez, comodidad, accesibilidad e impacto ambiental. El objetivo de las *normas de proyecto geométrico de carreteras* es el de dimensionar y ordenar los elementos visibles de una carretera para lograr un balance óptimo de estos atributos. En este trabajo se propone un procedimiento que permita construir las normas de proyecto que garanticen un nivel razonable en algunos de los atributos arriba mencionados: rapidez, seguridad, comodidad y economía.

♦ En las especificaciones mexicanas actuales, la *velocidad de proyecto* se relaciona con la seguridad y con la calidad de servicio que presta la carretera, y por ello se utiliza como factor común para la determinación de los valores máximos y mínimos de los parámetros de interés. Sin embargo, la observación del flujo de tránsito en casi cualquier carretera indica que la velocidad de proyecto no constituye la velocidad máxima de seguridad. No es raro encontrar carreteras en que se registren velocidades muy superiores a las de proyecto,

debido a que la velocidad solo tiene sentido para ciertos elementos. Esto debido a que se usan elementos de proyecto con parámetros más favorables que los límites especificados o simplemente porque no todos los conductores aceptan los márgenes de seguridad implícitos. En México, gran parte de los accidentes viales atribuibles al conductor se deben al *exceso de velocidad*. Este término implica superar una velocidad de referencia, que en este trabajo se considera como la velocidad que ofrecen los elementos de la carretera, y que no es la de proyecto. Por lo anterior, es necesario definir los parámetros característicos de cada uno de los elementos de proyecto geométrico a través de algún concepto que considere a la velocidad de manera más racional que la ya tradicional velocidad de proyecto. Este concepto es la *confiabilidad*.

♦ El procedimiento empleado para la construcción de las normas de proyecto a través de la confiabilidad es similar al conocido como *diseño al límite*. Los accidentes pueden evitarse cuando la velocidad permitida u ofrecida por los elementos de la carretera (X) es mayor a la deseada o demandada por los conductores (Y). Si la *confiabilidad* es la probabilidad de no falla en cualquier sistema ingenieril, para diseño vial se considera que es la probabilidad de que la velocidad ofrecida por la carretera sea mayor que la demandada por los conductores. También puede interpretarse como la fracción de conductores para quienes un diseño de carretera es aceptable. Si se supone que Y y X son variables aleatorias, que no son independientes y que la velocidad restrictiva en cada uno de los elementos de la vía sean iguales a la demandada o deseada por el conductor, entonces la confiabilidad será el equivalente al percentil de la velocidad deseada. También habrá una relación directa entre la confiabilidad y los parámetros de interés, a partir de los modelos mecanicistas que relacionan el parámetro de interés (Q) con la velocidad deseada, permitida o restringida (V) y un conjunto de parámetros característicos (R) de la carretera, vehículo y conductor. Como se observa, a través de la confiabilidad es posible tomar en cuenta de manera racional los elementos del sistema carretero: conductor, vehículo y carretera.

♦ La velocidad es una variable aleatoria que tradicionalmente ha sido representada mediante una función de densidad normal, dada la forma del polígono de frecuencias acumuladas producto de cualquier estudio de velocidad. Sin embargo, dado que es una distribución abierta, puede llegar a admitir valores negativos que no tienen significado físico. En este trabajo se propone caracterizar la velocidad mediante una distribución de densidad tipo Weibull, ya que esta acotada en su lado izquierdo. Este límite representa la velocidad mínima a la que desean circular los conductores si la variable en cuestión corresponde a la velocidad deseada.

♦ El modelo del Banco Mundial considera que el límite izquierdo de las distribuciones de velocidad restrictiva (X) y deseada (Y) es igual a cero. En teoría, se pueden presentar condiciones que hagan que la

velocidad ofrecida por la carretera sea cercana a cero (pésimo estado superficial, pendientes de rampa excesivamente grandes o curvatura muy grande). Sin embargo, atendiendo al objetivo de la carretera, es difícil de que se presente esta situación. En cuanto a la velocidad deseada, parece poco realista que los conductores deseen circular a una velocidad cercana a cero. A diferencia del modelo de velocidad del Banco Mundial, en este trabajo se propone que existe una velocidad mínima aceptable para los conductores que hacen uso de la vía y que es variable, según el tipo de vía en cuestión.

♦ La velocidad deseada por el conductor (Y) y la ofrecida por la carretera (X) no son independientes entre sí; la velocidad deseada es de carácter subjetivo, y depende de varios factores, entre ellos *el tipo de vía* por la que se va a circular y las características asociadas a ella (como el ancho de corona, por ejemplo). De aquí la hipótesis de considerar las velocidades anteriores como dependientes entre sí. Esto trae consecuencias importantes: como se mostró en el capítulo 2 (ver *Confiabilidad*, apartado 2.4) considerar Y y X independientes produce sesgos que originan resultados muy conservadores, inoperantes para la elaboración de normas de proyecto. Por otro lado, si las velocidades restringidas o permitidas por la carretera se igualan a la velocidad deseada (criterio de consistencia generalizada) y se supone dependencia entre ellas, entonces la confiabilidad será el percentil de la velocidad deseada. También habrá una relación directa entre la confiabilidad y los parámetros de interés.

♦ Una de las principales ventajas de considerar la velocidad deseada como parámetro de diseño es que puede ser actualizable a lo largo del tiempo; es decir, las normas se pueden ajustar en función de los cambios en las motivaciones de los conductores, en la tecnología de los vehículos que circulan por la red o en la reglamentación vigente. Por otro lado, la construcción de las normas de proyecto toma en cuenta una distribución de velocidades real, observada en campo, y no valores deterministas (representados por la actual velocidad de proyecto).

♦ La calidad de un proyecto geométrico de carreteras está en función de la *consistencia* o uniformidad entre todos y cada uno de los elementos que lo componen. En lugar de referenciar el atributo de consistencia a la velocidad de proyecto o al percentil 85 de observaciones de velocidad, en este trabajo se propone referenciarlo a la confiabilidad, de tal forma que la calidad del diseño estará en función de la uniformidad de la confiabilidad y no tanto su nivel. Para un diseño bueno, se propone que el diferencial de confiabilidades de los elementos de un tramo no debe ser mayor a un quince por ciento; en cambio, para proyectos pobres, el diferencial es mayor en treinta por ciento. Como se mostró en los capítulos anteriores, los elementos de

proyecto están referidos a distribuciones de confiabilidad, por lo que la determinación de sus valores es sencilla.

♦ El proceso actual para la construcción de las normas de proyecto de carreteras se basa en un enfoque determinista, a pesar de que los factores involucrados en dicho proceso (como la velocidad, los coeficientes de fricción, el tiempo de percepción, características de vehículos, etc.) son de naturaleza estocástica y varían entre las poblaciones de conductores y vehículos. Como alternativa, se propone considerar la naturaleza estocástica de las variables involucradas en el proceso, trabajando con las distribuciones completas (ref. 16 y 31) mediante simulación Montecarlo. Al igual que la velocidad deseada, se propone que las variables de diseño sigan una distribución Weibull, cuyos parámetros se describen a lo largo de este trabajo.

♦ Es importante hacer notar que los valores utilizados en la composición de tránsito vehicular corresponden a valores medios observados en la red nacional de carreteras. Si bien adecuaciones a composiciones específicas no ocasionarían cambios significativos en los parámetros propuestos en el presente trabajo, es importante hacer notar que con este procedimiento es posible generar parámetros de diseño particulares a cada carretera y cada composición vehicular.

♦ Se propone que la confiabilidad mínima sea del 50%, es decir, el proyecto debe satisfacer al menos al cincuenta por ciento de los usuarios de la vía.

♦ Se comparan los parámetros de los elementos de proyecto obtenidos con el procedimiento descrito en este trabajo con las normas actuales de proyecto geométrico de carreteras. Se observa una buena concordancia en dicho comparación.

♦ Atributos tales como la seguridad, comodidad, conveniencia, rapidez e impacto ambiental varían en el mismo sentido que la confiabilidad, es decir, a medida en que crece la confiabilidad los atributos anteriores se verán satisfechos en mejor medida. Sin embargo, el atributo económico no varía así. Es de esperarse que para una mayor confiabilidad menor costo de operación, pero mayor costo de construcción y mantenimiento. Por ello, es conveniente optimar la confiabilidad respecto al costo utilizando algún método de evaluación económica. En este trabajo se propuso el valor presente neto.

- ♦ Los costos están compuestos por los costos de construcción y los costos de mantenimiento. Los beneficios tradicionalmente se han considerado como el ahorro de costos de operación entre dos vías; sin embargo, como se mostró en el capítulo 5, se considera que están compuestos por los costos de operación de la totalidad de vehículos que circulan por la vía, además de los costos de accidentes.

- ♦ Los costos y los beneficios, y por ende el valor presente neto, son muy sensibles al volumen de tránsito y a las tasas de interés, actualización y crecimiento de tránsito. Es importante hacer notar que un cambio en las medidas de tendencia central que caracterizan a las variables aleatorias anteriores provocarían cambios en la confiabilidad que hace iguales a los costos y a los beneficios. En este trabajo se consideraron valores de tránsito observados en la totalidad de la red nacional de carreteras. En lo referente a las tasas, se considera que los valores utilizados son congruentes con los objetivos políticos, económicos y sociales del país. Como en los parámetros de diseño, es posible hacer adecuaciones a las variables anteriores para casos particulares, con lo que se pueden obtener confiabilidades máximas específicas a cada proyecto vial.

- ♦ Para las condiciones de tránsito inicial, su tasa de crecimiento y las tasa de interés y actualización consideradas en este trabajo, las confiabilidades que hacen que los beneficios igualen a los costos son de 95%, 80% y 65% para vías troncales, alimentadoras y locales. Se consideran a las anteriores como confiabilidades máximas; confiabilidades mayores provocarían que los costos fueran mayores que los beneficios. Es de notar que, para vías troncales, los altos costos de operación respecto a los de construcción favorecen el uso de altas confiabilidades.

- ♦ El uso del concepto de confiabilidad en el proyecto geométrico de carreteras puede sustituir con ventaja al concepto velocidad de proyecto, ya que considera al conductor como sujeto directo del proyecto, toma en cuenta las características de todos los vehículos y las relaciona con los elementos de la vía. Es posible asociarla directamente con el atributo económico, con lo que se pueden definir confiabilidades económicamente factibles. Mediante el concepto de confiabilidad es posible llevar a cabo un proyecto mucho más racional que con el de velocidad de proyecto.

7. REFERENCIAS

1. Secretaría de Obras Públicas (1958), *Especificaciones Generales para Proyecto Geométrico*, México, 149p
2. Secretaría de Comunicaciones y Transportes (1984), *Normas de Servicios Técnicos*, Libro 2, Parte 2.01, Título 2.01.01, México, D.F., 53 p
3. Hoban, C.J. (1987), *Evaluating Traffic Capacity and Improvements to Road Geometry*, World Bank, Washington, D.C., 145 p
4. Magallanes N., R. (1972), *Desarrollo de Características de Proyecto Geométrico para Carreteras*, Informe a la Secretaría de Obras Públicas, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 100 p
5. Durán, G. (1994), *Evaluación Económica de la Pendiente Gobernadora en Carreteras*, Publicación Técnica 54, Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, Qro., 115 p
6. Dirección General de Servicios Técnicos, (1995), *Informe Anual de Accidentes en la Red Carretera 1993*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, D.F.

7. Chavarría, J.M., Mendoza, A. y Mayoral, E. (1997), *Algunas Medidas para Mejorar la Seguridad Vial en las Carreteras Nacionales*, Memorias del I Congreso Internacional de Vías Terrestres VITER 97, Chihuahua, Chih., pp 330 - 338
8. Lamm, R. Hayward, J.C. y Cargin, J.G. (1986), *Comparison of Different Procedures for Evaluating Speed Consistency*, en Transportation Research Board, record 1100, Washington D.C., pp 10 - 20
9. Carciente, J. (1965), *Estudio y Proyecto de Carreteras*, Ediciones de la Biblioteca de la Universidad Central de Venezuela, Caracas
10. Magallanes N., R. (1995), Ponencia *Tránsito y Seguridad*, Curso Internacional de Operación de Carreteras, Instituto Mexicano del Transporte.
11. Benjamin, J.R. y Cornell, C. A. (1970), *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers*, Mc Graw-Hill, Nueva York, 684 p
12. Canavos, G. C. (1988), *Probabilidad y Estadística. Aplicaciones y Métodos*, Ed. Mc Graw - Hill, México, D.F., 651 p
13. Watanada, T., Dhareshwar, A. M. y Rezende Lima, P. R. (1987), *Vehicle Speeds and Operating Costs: Models for Road Planning and Management*, John Hopkins University Press, World Bank, Washington, D.C., 460 p
14. Navin, F. (1991), *Safety Factors for Road Design: Can They Be Estimated?*, en Transportation Research Board, record 1280, Washington, D.C., pp 181 - 189
15. Lamm, R. y Choueiri, E. M. (1987), *Recommendations for Evaluating Horizontal Design Consistency Based on Investigations in the State of New York*, en Transportation Research Board, record 1120, Washington D.C., pp 68 - 78
16. Hirsh, M., Prashker, J. N. y Ben-Akiva, M. (1986), *New Approach to Geometric Design of Highways*, en Transportation Research Board, record 1100, Washington, D.C., pp 50 - 57
17. American Association of State Highway and Transportation Officials (1984), *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, Washington D.C., 1087 p
18. *Lineamientos para el Diseño de Carreteras, RAS-L y RAS-Q 96*, República Federal de Alemania, 1996

19. Secretaría de Obras Públicas (1971), *Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras*, México, DF, 756 p
20. *Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal* (1994). Diario Oficial, S.C.T., México
21. Gutiérrez H., J.L. y Mendoza D., A. (1997), *Estudio para obtener Información sobre el Autotransporte Nacional de Carga*, Memorias del I Congreso Internacional de Vías Terrestres VITER 97, Chihuahua, Chih., pp 314 - 319
22. Lamm., R. (1984), *Driving Dynamic Considerations: a Comparison of German and American Friction Coefficients for Highway Design*, en Transportation Research Board, record 960, Washington D.C., pp 13 - 20
23. Fong, K. T. y Chenu, C. (1986), *Simulation of Truck Turns with Computer Model*, en Transportation Research Board, record 1100, Washington D.C., pp 20 - 29
24. Barousse, M.A. (1997), *Estudio Estadístico de Pesos y Dimensiones de Vehículos para el Análisis Estructural de Puentes*, Tesis de Maestría, DEPMI - UNAM, México D.F., 113 p
25. Mendoza, A. y Jiménez, J.E. (1991), *Desarrollo de Normas para el Proyecto del Tercer Carril de Ascenso en Carreteras de Dos Carriles*, Publicación Técnica 26, Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, Qro., 124 p
26. Neuman, T.R. (1992), *Roadway Geometric Design*, en Traffic Engineering Handbook, 4ª ed, Institute of Transportation Engineers, New Jersey, pp 154 - 203
27. Lamm, R., Choueiri, E. M., Hayward, J.C. y Paluri, A. (1988), *Possible Design Procedure To Promote Design Consistency in Highway Geometric Design on Two-Lane Rural Roads*, en Transportation Research Board, record 1195, Washington D.C., pp 111 - 122
28. Lamm, R., Psarianos, B., Soilemezoglou, G. y Kanellaidis, G (1996), *Driving Dynamic Aspects and Related Safety Issues for Modern Geometric Design of Non-Built-Up Roads*, en Transportation Research Board, record 1523, Washington D.C., pp 34 - 45
29. Lamm, R., Choueiri, E. M., Goyal, P. B. y Mailander, T. (1990), *Design Friction Factors of Different Countries Versus Actual Pavement Friction Inventories*, en Transportation Research Board, record 1260, Washington D.C., pp 135 - 146

-
30. Transportation Research Board (1985), *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Washington, D.C.,
 31. Manheim, M.L. (1979), *Fundamentals of Transportation Systems Analysis. Volume 1: Basic Concepts*, The MIT Press, Cambridge, 658 p
 32. Magallanes N., R. (1990), *Costos de Operación Carreteros*, proy 0516, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 69 p
 33. Wilson, C. y Burch, T.M. (1992), *Traffic Accidents and Highway Safety*, en *Traffic Engineering Handbook*, 4ª ed, Institute of Transportation Engineers, New Jersey, pp 94 - 116
 34. Rosenblueth, E., Bustamante, J. I. y Morales, J. (1984), *Valor de la Vida Humana*, Informe a Seguros América Banamex S.A., Centro de Investigación Prospectiva Fundación Javier Barros Sierra A.C. e Instituto de Ingeniería, México, D.F., 231 p
 35. Watanada, T., Harral, C. G., Paterson, W. D. O., Dhareshwar, A. M., Bhandari, A. y Tsunokawa, K. (1987), *The Highway Design and Maintenance Standards Model, Vol. 1*, John Hopkins University Press, World Bank, Washington, D.C., 280 p
 36. División de Educación Continua (1997), *Curso Institucional: Ingeniería Financiera y Evaluación de Proyectos Carreteros*, México, D.F.

APÉNDICE 1. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LAS DISTRIBUCIONES DE LA VELOCIDAD DESEADA

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

INTERVALO	FREC. ABSOLUTAS		FREC. REL.		FREC. ACUM. (F)		p	
	MARCA	AUTOS	AUTOS	CAMIONES	AUTOS	CAMIONES	AUTOS	CAMIONES
					$-\ln(1-F)^A$	$-\ln(1-F)^B$	V	V
35	40	0	0.000	0.000	0.000	0.000		
45	50	0	0.000	0.006	0.000	0.006		0.2816
55	60	0	0.000	0.017	0.000	0.022		0.3961
65	70	0	0.000	0.122	0.000	0.144		0.6355
75	80	16	0.022	0.261	0.022	0.406	80	0.8526
85	90	86	0.120	0.372	0.143	0.778	80	1.1047
95	100	169	0.236	0.133	0.379	0.911	100	1.2407
105	110	188	0.277	0.083	0.656	0.994	110	1.4847
115	120	132	0.185	0.006	0.841	1.000	120	
125	130	61	0.085		0.928	1.000	130	
135	140	35	0.049		0.975	1.000	140	
145	150	13	0.018		0.993	1.000	150	
155	160	3	0.004		0.997	1.000	160	
165	170	2	0.003		1.000	1.000	170	
TOTAL		715	1.000	1.000	1.000	1.000		

	PARÁMETROS	
	AUTO	CAM
m	61.8129	48.0052
b	52.1922	36.8103
R2	0.8732	0.8639
θ	114.0051	88.8155
α	0.2740	0.2440
β	3.6496	4.0584
σ	52.1922	36.8103
Γ(1+β)	0.9018	0.9077
Γ(1+2β)	0.8687	0.8659
μ	107.93	82.38
σ	16.89	11.96
V min	76	54
V max	170	118
V 85	128	86

MARCA	DIST. TEÓRICA		DIST. FREC. REL.	
	AUTO	CAM	AUTO	CAM
40	0.000	0.000	0.000	0.000
50	0.000	0.003	0.000	0.003
60	0.001	0.034	0.001	0.032
70	0.011	0.157	0.010	0.123
80	0.053	0.414	0.042	0.257
90	0.153	0.728	0.100	0.314
100	0.324	0.933	0.171	0.205
110	0.543	0.993	0.219	0.060
120	0.754	1.000	0.211	0.008
130	0.901	1.000	0.147	0.000
140	0.973	1.000	0.071	0.000
150	0.995	1.000	0.022	0.000
160	1.000	1.000	0.004	0.000
170	1.000	1.000	0.000	0.000

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES

INTERVALO	FREC. ABSOLUTAS		FREC. REL.		FREC. ACUM. (F)		p	
	MARCA	AUTOS	AUTOS	CAMIONES	AUTOS	CAMIONES	AUTOS	CAMIONES
					$-\ln(1-F)^A$	$-\ln(1-F)^B$	V	V
35	40	0	0.000	0.000	0.000	0.000		
45	50	3	0.000	0.006	0.000	0.006		0.2864
55	60	7	0.010	0.059	0.010	0.065	60	0.5179
65	70	32	0.045	0.249	0.055	0.314	70	0.7883
75	80	102	0.144	0.328	0.200	0.640	80	1.0055
85	90	194	0.275	0.267	0.475	0.907	90	1.2352
95	100	198	0.278	0.077	0.752	0.984	100	1.4149
105	110	128	0.178	0.014	0.931	0.998	110	1.5624
115	120	41	0.058	0.002	0.989	1.000	120	
125	130	6	0.008		0.997	1.000	130	
135	140	1	0.001		1.000	1.000	140	
145	150	0	0.000		1.000	1.000	150	
155	160	1	0.001		1.000	1.000	160	
165	170	0	0.000		1.000	1.000	170	
TOTAL		706	1.000	1.000	1.000	1.000		

	PARÁMETROS	
	AUTO	CAM
m	56.7841	45.7882
b	41.5832	35.4416
R2	0.9611	0.9827
θ	88.3472	81.2398
α	0.2740	0.2440
β	3.6496	4.0584
σ	41.5832	35.4416
Γ(1+β)	0.9018	0.9077
Γ(1+2β)	0.8687	0.8659
μ	92.77	77.01
σ	15.60	11.41
V min	63	46
V max	156	121
V 85	109	88

MARCA	DIST. TEÓRICA		DIST. FREC. REL.	
	AUTO	CAM	AUTO	CAM
40	0.000	0.000	0.000	0.000
50	0.001	0.009	0.001	0.009
60	0.016	0.075	0.015	0.068
70	0.077	0.270	0.061	0.196
80	0.214	0.591	0.137	0.320
90	0.429	0.871	0.215	0.280
100	0.671	0.983	0.242	0.112
110	0.861	0.999	0.191	0.016
120	0.961	1.000	0.100	0.001
130	0.994	1.000	0.032	0.000
140	0.999	1.000	0.006	0.000
150	1.000	1.000	0.001	0.000
160	1.000	1.000	0.000	0.000
170	1.000	1.000	0.000	0.000

APÉNDICE 2. PROGRAMA PARA CALCULAR LOS PARÁMETROS DE LOS ELEMENTOS DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS

```

10  REM      A0      B      CU      TS
DATA 0.64, 0.70, 0.87, 1.00      :REM CMPAC
DATA 110, 110, 90, 90           :REM VDESM
DATA 1.50, 6.00, 3.00, 5.50     :REM AEALI
DATA 2.00, 6.50, 5.50, 7.80     :REM AEAMU
DATA 1.65, 1.80, 1.90, 2.00     :REM ANCLI
DATA 1.80, 2.10, 2.10, 2.20     :REM ANCMU
DATA 2.25, 4.50, 4.50, 10.0     :REM DEJLI
DATA 3.00, 6.00, 6.00, 15.0     :REM DEJMU
DATA 1.00, 7.50, 3.50, 15.0     :REM TARLI
DATA 1.50, 9.00, 6.00, 18.0     :REM TARMU
DATA 0.00, 0.00, 0.00, 0.00     :REM CARLI
DATA 0.30, 4.00, 13.0, 35.0     :REM CARMU
DATA 70, 250, 120, 250         :REM POTLI
DATA 160, 300, 180, 360        :REM POTMU

```

```

OPEN "O", 1, "VELO.PRN"
OPEN "O", 2, "SOBR.PRN"
OPEN "O", 3, "RMIN.PRN"
OPEN "O", 4, "ANCH.PRN"
OPEN "O", 5, "PEND.PRN"
OPEN "O", 6, "DVPA.PRN"
OPEN "O", 7, "DVRE.PRN"
OPEN "O", 8, "LCVC.PRN"
OPEN "O", 9, "LCVS.PRN"
OPEN "O", 10, "RVIS.PRN"
OPEN "O", 11, "OBST.PRN"
OPEN "O", 12, "DOCA.PRN"
RESTORE 10

```

```

FOR I=1 TO 4 : READ CMPAC(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ VDESM(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ AEALI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ AEAMU(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ ANCLI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ ANCMU(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ DEJLI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ DEJMU(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ TARLI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ TARMU(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CARLI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CARMU(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ POTLI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ POTMU(I) : NEXT I

```

```

CLS: RANDOMIZE (1000)
INPUT "NUMERO DE CORRIDAS ";NIT: PRINT " ": PRINT " "
K=1: LOCATE 5,12: PRINT "CORRIDA      DE";NIT
FOR M=1 TO NIT
LOCATE 5,19: PRINT USING "#####";M;
IF M>INT(NIT*CMPAC(K)+0.5) THEN K=K+1
FOR N=1 TO 3
IF N=3 AND K=4 THEN K=3

```

REM***** VELOCIDAD Y RADIO MINIMO

```

RRG=RND
RRR=RRG: MU=VDESM(K)-20*(N-1): LI=0.5*MU: GOSUB 95 : VEL(N)=XX
MU=0.07 : LI=0.02 : GOSUB 95 : SOB =XX
FT95=0.241*VEL(N)*VEL(N)/10000-0.721*VEL(N)/100+0.708
RRR=RND: MU=FT95+0.1171: LI=FT95-0.0204 : GOSUB 95 : FT=XX : FR=0.7071*FT
RC(N)=VEL(N)*VEL(N)*(1-SOB*FR)/(127*(SOB+FR))
GC(N)=1145.92/RC(N)
AA=3.5: IF N=3 THEN AA=3
LE1=(1.5625*VEL(N)+75)*AA*SOB: LE2=VEL(N)*2/3.6
LESP(N)=LE1: IF LE2>LE1 THEN LESP(N)=LE2

```

REM***** ANCHO REQUERIDO

```

RRV=RND: RC2=RC(N)*RC(N)
RRR=RRV: MU=ANCMU(K): LI=ANCLI(K): GOSUB 95: ANC=XX
MU=DEJMU(K): LI=DEJLI(K): GOSUB 95: DEJ=XX
MU=0.10 : LI=0 : GOSUB 95: FD =XX
DE2=DEJ*DEJ: IF K=4 THEN DE2=27.13+(DEJ-5.85)^2
IF RRR>0.988 THEN DE2=DE2+(DEJ-5.85)^2
CC=2 : IF N=3 THEN CC=1.50
WWX=7: IF N=3 THEN WWX=6
20 ANCHO(N)=CC+FD+0.105*VEL(N)/SQR(RC(N))+ANC+RC(N)-SQR(RC2-DE2)
RRR=RND: KK=1: IF RRR<=CMPAC(K) GOTO 21
KK=2: IF RRR<=CMPAC(K) GOTO 21
KK=3: IF RRR<=CMPAC(K) GOTO 21
KK=4: IF N=3 THEN KK=3
21 RRR=RND: MU=ANCMU(KK): LI=ANCLI(KK): GOSUB 95: ANC=XX
MU=DEJMU(KK): LI=DEJLI(KK): GOSUB 95: DEJ=XX
DE2=DEJ*DEJ: IF K=4 THEN DE2=27.13+(DEJ-5.85)^2
IF RRR>0.988 THEN DE2=DE2+(DEJ-5.85)^2
ANCHO(N)=ANCHO(N)+ANC+RC(N)-SQR(RC2-DE2)
SOBAN(N)=ANCHO(N)-WWX: IF SOBAN(N)<0 THEN SOBAN(N)=0

```

REM ***** PENDIENTE

```

RRR=RRV: MU=AEAMU(K): LI=AEALI(K): GOSUB 95: AEA=XX
MU=TARMU(K): LI=TARLI(K): GOSUB 95: TAR=1000*XX
MU=CARMU(K): LI=CARLI(K): GOSUB 95: CAR=1000*XX: WWW=CAR+TAR
MU=POTMU(K): LI=POTLI(K): GOSUB 95: POT=0.8*XX
VMPS=VEL(N)/3.6: VPE=VMPS: IF K>1 THEN VPE=0.5*VPE
CR=0.025: IF K>1 THEN CR=0.015
A=0.55*(0.4+0.12*K)*AEA: B=368*POT/A
PEND(N)=A*(2*B-VPE^3)/(9.81*WWW*VPE)-CR

```

REM ***** VISIBILIDAD DE PARADA

```

RRR=RND: MU=2.00 : LI=0.75 : GOSUB 95: TPR=XX
VF=VMPS: DPR=VF*TPR: DFR=0
31 VI=VF: VF=VI-0.1
IF VF<0 GOTO 32
FD=A*(0.1*B/VI-VI*VI)+9.81*WWW*(CR+FT): DFR=DFR+WWW*(VI*VI-VF*VF)/(2*FD)
GOTO 31
32 DVPA(N)=DPR+DFR

```

REM ***** VISIBILIDAD DE REBASE

```

RRR=RND: MU=VDESM(KK)-20*(N-1): LI=0.5*MU: GOSUB 95: VSC=XX/3.6
RRR=RND: MU=18: LI=8: GOSUB 95: LONG=XX
VF=(VEL(N)-20)/3.6: VRD=VF: HOLG=2*LONG: DLIBRE=2*HOLG: DRE=0: TRE=0: IRE=0
41 VI=VF: VF=VI+0.1
FD=A*(2*B/VI-VI*VI)-9.81*WWW*CR

```

```

IF FD>0 GOTO 42
DVR(N)=9999 : GOTO 44
42 DD=WWW*(VF*VF-VI*VI)/(2*FD): DRE=DRE+DD: TRE=TRE+2*DD/(VF+VI)
DH=DRE-(HOLG+TRE*VRD)
IF DH<0 GOTO 41
IF IRE=1 GOTO 43
TA=TRE: IRE=1
43 IF DH > HOLG GOTO 41
DVR(N)=DRE+DLIBRE+VSC*(TRE-0.5*TA)

44 REM ***** CURVAS VERTICALES

RRR=RRV: MU=1.15: LI=0.80: GOSUB 95: HOJO=XX
      MU=1.00: LI=0.40: GOSUB 95: HFAR=XX
      MU=1.00: LI=0.75: GOSUB 95: TANG=XX*3.1416/180
RRR=RND: MU=0.15: LI=0.00: GOSUB 95: HOBST=XX
KC(N)=DVPA(N)*DVPA(N)/(200*(SQR(HOJO)+SQR(HOBST))^2)
KS(N)=DVPA(N)*DVPA(N)/(200*(TANG*DVPA(N)+HFAR))
KSCOM=VEL(N)*VEL(N)/395: IF KS(N)<KSCOM THEN KS(N)=KSCOM

REM ***** RADIO MINIMO POR VISIBILIDAD

WW=1.75: WA=4.75: IF N=1 GOTO 48
WW=1.75: WA=3.25: IF N=2 GOTO 48
WW=1.50: WA=2.00
48 MM=0.25*(HOJO+HOBST)+WA*(1+0.5*SOB)+1.167: MMM(N)=MM-WA
RMI(N)=DVPA(N)*DVPA(N)/(8*MM)+WW
GMI(N)=1145.92/RMI(N)
IF N=1 THEN RMI0=DVPA(N)*DVPA(N)/26+1.75: GMI0=1145.92/RMI0
WW=1.75: IF N=1 GOTO 49
WW=1.75: IF N=2 GOTO 49
WW=1.50:
49 R1(N)=RC(N)-WW
DOC(N)=DVPA(N)^2/(8*R1(N))-WW

NEXT N

REM ***** IMPRESION

PRINT#1, USING "#####.###";VEL(1),VEL(2),VEL(3)
PRINT#2, USING "#####.###";SOB,LESP(1),LESP(2),LESP(3)
PRINT#3, USING "#####.###";RC(1),RC(2),RC(3),GC(1),GC(2),GC(3)
PRINT#4, USING "#####.###";ANCHO(1),ANCHO(2),ANCHO(3),SOBAN(1),SOBAN(2),SOBAN(3)
PRINT#5, USING "#####.###";PEND(1),PEND(2),PEND(3)
PRINT#6, USING "#####.###";DVPA(1),DVPA(2),DVPA(3)
PRINT#7, USING "#####.###";DVR(1),DVR(2),DVR(3)
PRINT#8, USING "#####.###";KC(1),KC(2),KC(3)
PRINT#9, USING "#####.###";KS(1),KS(2),KS(3)
PRINT#10, USING "#####.###";RMI0,GMI0,RMI(1),RMI(2),RMI(3),GMI(1),GMI(2),GMI(3)
PRINT#11, USING "#####.###";MMM(1),MMM(2),MMM(3)
PRINT#12, USING "#####.###";DOC(1),DOC(2),DOC(3)

NEXT M
CLOSE
END
95 XX=LI+((-LOG(RRR))^0.274)*(MU-LI)/0.90179
RETURN

```

APÉNDICE 3. PROGRAMA PARA DETERMINAR LA CONFIABILIDAD ÓPTIMA RESPECTO AL ATRIBUTO ECONÓMICO

REM	A0	B	CU	TS				
10 DATA	0.64,	0.06,	0.17,	0.13	: REM CMP			
DATA	0.64,	0.70,	0.87,	1.00	: REM CMPAC			
DATA	1.50,	6.00,	3.00,	5.50	: REM AEALI			
DATA	2.00,	6.50,	5.50,	7.80	: REM AEAMU			
DATA	1.00,	7.50,	3.50,	15.0	: REM TARLI			
DATA	1.50,	9.00,	6.00,	18.0	: REM TARMU			
DATA	0.00,	0.00,	0.00,	0.00	: REM CARLI			
DATA	0.30,	4.00,	13.0,	35.0	: REM CARMU			
DATA	70,	250,	120,	250	: REM POTLI			
DATA	160,	300,	180,	360	: REM POTMU			
DATA	3000,	2300,	1800,	1700	: REM CRPM			
DATA	0.70,	0.90,	0.70,	0.70	: REM ALFA1			
DATA	1.16,	1.15,	1.15,	1.15	: REM ALFA2			
DATA	23453,	-7276,	-22955,	-30559	: REM A0			
DATA	40.6,	63.5,	95.0,	156.1	: REM A1			
DATA	0.01214,	0,	0,	0	: REM A2			
DATA	7775,	4323,	3758,	4002	: REM A3			
DATA	0,	0,	0,	0	: REM A4			
DATA	0,	8.64,	19.12,	4.41	: REM A5			
DATA	6552,	2479,	2394,	4435	: REM A6			
DATA	0,	11.5,	13.76,	26.08	: REM A7			
DATA	-12,	-50,	-85,	-85	: REM NH0			
DATA	0,	6.85,	7.60,	8.39	: REM VOL			
DATA	0,	2.39,	2.39,	3.57	: REM NR0			
DATA	25000,	120000,	90000,	115000	: REM AKM0			
DATA	1100,	2400,	2200,	2300	: REM HRD0			
DATA	0.60,	0.75,	0.82,	0.80	: REM EVU0			
DATA	5,	8,	8,	10	: REM LIFE0			
DATA	0.308,	0.483,	0.371,	0.371	: REM KP			
DATA	0.00002600,	0.00000115,	0.00000430,	0.00000397	: REM CP0			
DATA	0.0137,	0.00356,	0.03531,	0.01565	: REM CPQ			
DATA	120,	190,	0,	0	: REM QIPO			
DATA	300000,	1000000,	600000,	600000	: REM CKM			
DATA	46,	176,	181,	392	: REM CLO			
DATA	0.547,	0.517,	0.519,	0.519	: REM CLP			
DATA	0,	0.0055,	0,	0	: REM CLQ			
DATA	1.55,	3.07,	3.07,	5.15	: REM COO			
DATA	150000,	1200000,	500000,	1000000	: REM PUNI			
DATA	300,	1000,	800,	1000	: REM PLLA			
DATA	3.21,	2.65,	15,	6.75,	40,	30,	0	: REM PREC

REM

```

RESTORE 10
FOR I=1 TO 4 : READ CMP(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CMPAC(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ AEALI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ AEAMU(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ TARLI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ TARMU(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CARLI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CARMU(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ POTLI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ POTMU(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CRPM(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ ALFA1(I) : NEXT I

```

```

FOR I=1 TO 4 : READ ALFA2(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ A0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ A1(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ A2(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ A3(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ A4(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ A5(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ A6(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ A7(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ NH0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ VOL(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ NR0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ AKM0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ HRD0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ EVU0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ LIFE0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ KP(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CP0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CPQ(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ QIP0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CKM(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CL0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CLP(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CLQ(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ CO0(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ PUNI(I) : NEXT I
FOR I=1 TO 4 : READ PLLA(I) : NEXT I
READ PGAS, PDIS, POIL, PCHP, PCHO, PMEC, PCAR
REM
CLS: RANDOMIZE (1000)
OPEN "O", 1, "CREC.PRN"
OPEN "O", 2, "COCO.PRN"
OPEN "O", 3, "BENE.PRN"
OPEN "O", 4, "COST.PRN"
OPEN "O", 5, "VPNA.PRN"
OPEN "O", 6, "MANT.PRN"
OPEN "O", 7, "CREG.PRN"
INPUT "NUMERO DE CORRIDAS ";NIT: PRINT " ": PRINT " "
LOCATE 5,5: PRINT "CORRIDA DE";NIT
FOR M=1 TO NIT
LOCATE 5,12: PRINT USING "#####";M;
TDPI(1)=4000 : TDPI(2)=2000 : TDPI(3)=1000
CAC(1)=0.0374 : CAC(2)=0.0424 : CAC(3)=0.0424
CR(1)=13 : CR(2)=10 : CR(3)=7
FOR N=1 TO 3
REM
REM***** TASAS
REM
RRR=RND: MU=0.14: LI=0.08: GOSUB 96: TINT=XX: AINV=100*TINT
RRR=RND: MU=0.04: LI=0.02: GOSUB 96: TTRA=XX: TACT=TINT+0.02
REM
REM***** VELOCIDAD, GRADO, RAMPA
REM
CONF=RND: CON=0.64+0.36*CONF
OPEN "I", 8, "VDES.PRN"
INPUT #8, A1, BB(1), BB(2), BB(3): B1=BB(N)
11 INPUT #8, A2, BB(1), BB(2), BB(3): B2=BB(N)
IF CONF>B1 AND CONF<=B2 GOTO 12
A1=A2: B1=B2: GOTO 11
12 VDES=A1+(A2-A1)*(CONF-B1)/(B2-B1)
CLOSE 8

```

```

OPEN "I", 9, "GMAX.PRN"
INPUT #9, A1, BB(1), BB(2), BB(3): B1=BB(N)
13 INPUT #9, A2, BB(1), BB(2), BB(3): B2=BB(N)
   IF CONF<B1 AND CONF>=B2 GOTO 14
   A1=A2: B1=B2:           GOTO 13
14 GMAX=A1+(A2-A1)*(CONF-B1)/(B2-B1)
   CLOSE 9
   OPEN "I", 10, "RAMP.PRN"
   INPUT #10, A1, BB(1), BB(2), BB(3): B1=BB(N)
15 INPUT #10, A2, BB(1), BB(2), BB(3): B2=BB(N)
   IF CON<B1 AND CON>=B2 GOTO 16
   A1=A2: B1=B2:           GOTO 15
16 RAMP=A1+(A2-A1)*(CON-B1)/(B2-B1)
   CLOSE 10
REM
REM ***** COSTO DE RECORRIDO
REM
   CRE=0
   FOR KK=1 TO 4
   K=KK: IF N=3 AND K=4 THEN K=3
REM
REM ***** VELOCIDAD
REM
   RRV=RND: RRR=RRV
   MU=AEAMU(K): LI=AEALI(K): GOSUB 95: AEA=XX
   MU=TARMU(K): LI=TARLI(K): GOSUB 95: TAR=1000*XX
   MU=CARMU(K): LI=CARLI(K): GOSUB 95: CAR=1000*XX: WWW=CAR+TAR
   MU=POTMU(K): LI=POTLI(K): GOSUB 95: POT=0.8*XX
   CR=0.025: IF K>1 THEN CR=0.015
   A=0.55*(0.4+0.12*K)*AEA: B=368*POT/A: ITER=0: P=RAMP
51 C=9.81*WWW*(CR+P)/(3*A): CD=C
   D=B*B+C*C*C
   IF D<0 GOTO 52
   ARG1=(ABS(SQR(D)+B))^(1/3): ARG2=(ABS(SQR(D)-B))^(1/3)
   VD=ARG1-SGN(D-B)*ARG2: GOTO 53
52 R=2*SQR(-C)
   Z=-2*B/(C*R): Z=(ATN(Z/SQR(1-Z*Z))+1.5708)/3
   V1=-R*COS(Z): V2=-R*COS(Z+2.0944): V3=-R*COS(Z+4.1888)
   VD=V1: IF VD<V2 THEN VD=V2
   IF VD<V3 THEN VD=V3
53 IF VD>VDES THEN VD=VDES
   IF ITER=1 GOTO 55
   VU=VD: CU=CD: ITER=1: B=-2*B: P=-1*RAMP: GOTO 51
REM
REM ***** EFECTO DEL TRANSITO (NO)
REM
54 RRR=RND: MU=TDPI(N): LI=0.5*MU: GOSUB 96: TD=XX
   RRR=RND: MU=0.06 : LI=0.02 : GOSUB 96: RR=XX
   TD=TD*((1+RR)^(INT(21*RND)))
   VHOR=(0.24-0.025*LOG(8759*RND))*TD: CAPA=1500-375*(N-1)
   FQ=VHOR/CAPA: FQQ=1/FQ: IF FQ<1 THEN FQQ=1+SQR(1-FQ)
   VU=0.5*FQQ*VU: VD=0.5*FQQ*VD
REM
55 VRKPH=7.2/(1/VU+1/VD): ATIME=1000/VRKPH
REM
REM ***** COMBUSTIBLE
REM
   RRR=RRV: MU=ALFA1(K): LI=0.8*MU: GOSUB 95: ALFA1K=XX
   ITER=0: C=CD: VR=VD
   UF=A0(K)+A1(K)*CRPM(K)+A2(K)*CRPM(K)^2
60 SRD=A*(3*C+VR*VR): HP=SRD*VR/736

```

```

UFCD=.01*(UF+A3(K)*HP+A4(K)*HP*CRPM(K)+A5(K)*HP^2)
IF HP>=0 GOTO 61
FFF=HP: IF FFF<NH0(K) THEN FFF=NH0(K)
UFCD=.01*(UF+A6(K)*FFF+A7(K)*FFF^2)
61 IF ITER=1 GOTO 62
ITER=1: C=CU: VR=VU: SRU=SRD: UFCU=UFCD: GOTO 60
62 FUEL=ALFA1K*ALFA2(K)*0.5*(UFCU/VU+UFCD/VD)
IF FUEL<50 THEN FUEL=50
REM
REM ***** LLANTAS
REM
NT=4: EQNT=0.02: IF K=1 GOTO 64
RRR=RRV: MU=NR0(K): LI=0.8*MU: GOSUB 95: NR0K = XX
MU=VOL(K): LI=0.8*MU: GOSUB 95: VOLK = XX
NT=6 : IF RRR<0.811 GOTO 63
NT=8 : IF RRR<0.868 GOTO 63
NT=18: IF RRR<0.940 GOTO 63
NT=22: IF RRR<0.988 GOTO 63
NT=34
63 CE=0.5*(SRU*SRU+SRD*SRD)/(9.81*WWW*NT)
CCC=50*GMAX: IF CCC>=300 THEN CCC=300
NR=(NR0K+1)*EXP(-0.1488 - 0.00118*CCC)-1
TWT=0.164+0.01278*CE: DISTOT=(1+NR)*VOLK/TWT
EQNT=.0075+(1+0.33*NR)/DISTOT: IF EQNT<.0075 THEN EQNT=.0075
64 EQNTV=NT*EQNT
REM
REM ***** USO
REM
RRR=RRV: MU=EVU0(K): LI=0.8*MU: GOSUB 95: EVU0K=XX
MU=AKM0(K): LI=0.8*MU: GOSUB 95: AKM0K=XX
MU=HRD0(K): LI=0.8*MU: GOSUB 95: HRD0K=XX
MU=LIFE0(K): LI=0.8*MU: GOSUB 95: LIFE0K=XX
NOPE=0: NPAS=INT(.01*CAR): IF NPAS>40 THEN NPAS=40
IF K>1 GOTO 68
IF NPAS<1 THEN NPAS=1
IF NPAS>5 THEN NPAS=5
GOTO 69
68 NOPE=1: IF K>2 THEN NPAS=0
69 IAKM = (1-EVU0K)/AKM0K+EVU0K/(VRKPH*HRD0K): AKM=1/IAKM
LIFE = .3333*LIFE0K*(2+AKM0K/(HRD0K*VRKPH))
DEPR = 1000/(LIFE*AKM): INTR = 5*AINV/AKM
IF DEPR<.0001 THEN DEPR=.0001
IF INTR<0 THEN INTR=0
REM
REM ***** MANTENIMIENTO
REM
MU=CP0(K): LI=0.8*MU: GOSUB 95: CP0K=XX
MU=CLO(K): LI=0.8*MU: GOSUB 95: CLOK=XX
FF1=QIP0(K): FF2=1+CPQ(K)*(60-QIP0(K))
IF QIP0(K)<60 GOTO 70
FF1=60: FF2=1
70 APART=CP0K*EXP(CPQ(K)*FF1)*FF2*CKM(K)^KP(K)
IF APART<.00001 THEN APART=.00001
ALABOR=CLOK*EXP(CLQ(K)*QI)*APART^CLP(K): IF ALABOR<1 THEN ALABOR=1
AOIL=CO0(K)+0.6963: IF AOIL<.01 THEN AOIL=.01
REM
REM ***** INTEGRACION COSTO OPERACION
CBU=PGAS*FUEL: IF K=3 AND RRV>0.75 GOTO 71
IF K>1 THEN CBU=PDIS*FUEL
71 LLA=EQNTV*PLLA(K)
OIL=AOIL*POIL: MEC=ALABOR*PMEC: REF=APART*PUNI(K): MNT=OIL+MEC+REF

```

```

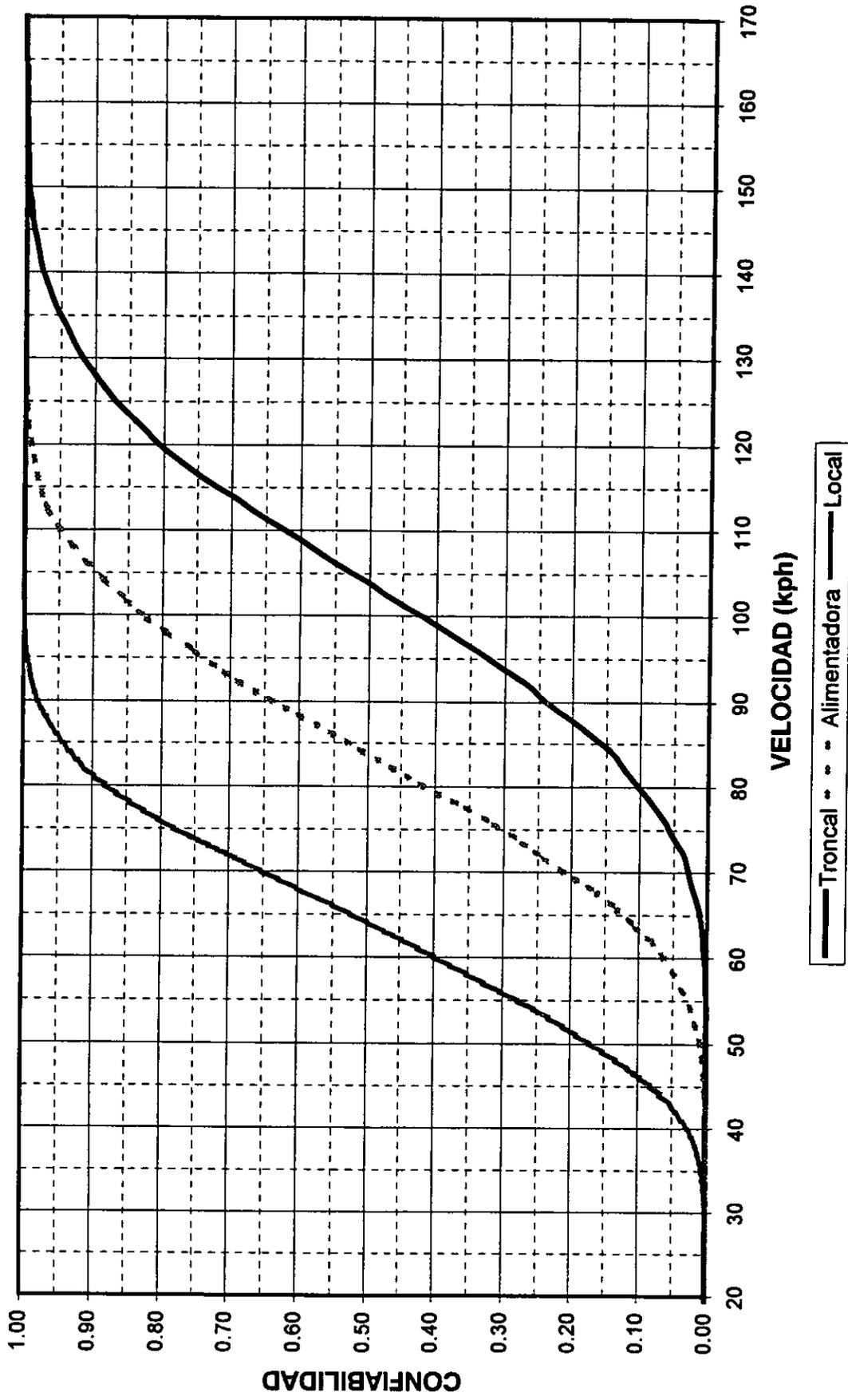
DEP=DEPR*PUNI(K): TIN=INTR*PUNI(K): DIN=DEP+TIN
CHO=NOPE*PCHO*ATIME: CHP=NPAS*PCHP*ATIME
CAR=CAR*PCAR*AINV*ATIME/876000!: OCU=CHO+CH+CAR
CRE=CRE+.001*CMP(K)*(CBU+LLA+MNT+DIN+OCU)
NEXT KK
CREC(N)=CRE
RRR=RND: MU=TDPI(N): LI=0.5*MU: GOSUB 96: TDP=XX
SSS=((1+TINT)^20-(1+TTRA)^20)*(1+TTRA)/((TINT-TTRA)*(1+TACT)^20)
CREG(N)=365*TDP*SSS*CRE/1000000
BENE(N)=365*TDP*SSS*(CRE+CAC(N))/1000000
REM
REM ***** COSTO CONSERVACION
REM
SS20=((1+TINT)^20-1)/(TINT*(1+TACT)^20)
SS15=((1+TINT)^15)/((1+TACT)^20)
SS10=((1+TINT)^10)/((1+TACT)^20)
SS05=((1+TINT)^5)/((1+TACT)^20)
RRR=RND: MU= 5 : LI=0.8*MU: GOSUB 95: CRU =0.001*CR(N)*XX*SS20
RRR=RND: MU= 12: LI=0.8*MU: GOSUB 95: CRI1=0.001*CR(N)*XX*SS15
RRR=RND: MU= 80: LI=0.8*MU: GOSUB 95: CSO1=0.001*CR(N)*XX*SS10
RRR=RND: MU= 12: LI=0.8*MU: GOSUB 95: CRI2=0.001*CR(N)*XX*SS05
RRR=RND: MU= 80: LI=0.8*MU: GOSUB 95: CSO2=0.001*CR(N)*XX
MANT(N)=CRU+CRI1+CSO1+CRI2+CSO2
REM
REM ***** COSTO CONSTRUCCION
REM
SSCO=((1+TINT)/(1+TACT))^20
RRR=CONF: MU=9.5-2*(N-1): LI=4-0.5*(N-1): GOSUB 95: COCO(N)=1.15*XX*SSCO
COST(N)=COCO(N)+MANT(N)
VPNA(N)=BENE(N)-COST(N)
NEXT N
REM
REM ***** IMPRESION
REM
PRINT#1, USING "####.###";CREC(1),CREC(2),CREC(3)
PRINT#2, USING "####.###";COCO(1),COCO(2),COCO(3)
PRINT#3, USING "####.###";BENE(1),BENE(2),BENE(3)
PRINT#4, USING "####.###";COST(1),COST(2),COST(3)
PRINT#5, USING "####.###";VPNA(1),VPNA(2),VPNA(3)
PRINT#6, USING "####.###";MANT(1),MANT(2),MANT(3)
PRINT#7, USING "####.###";CREG(1),CREG(2),CREG(3)
NEXT M
CLOSE
END
95 XX=LI+((-LOG(RRR))^0.274)*(MU-LI)/0.90179: RETURN
96 XX=LI+((-LOG(RRR))^0.500)*(MU-LI)/0.88623: RETURN

```

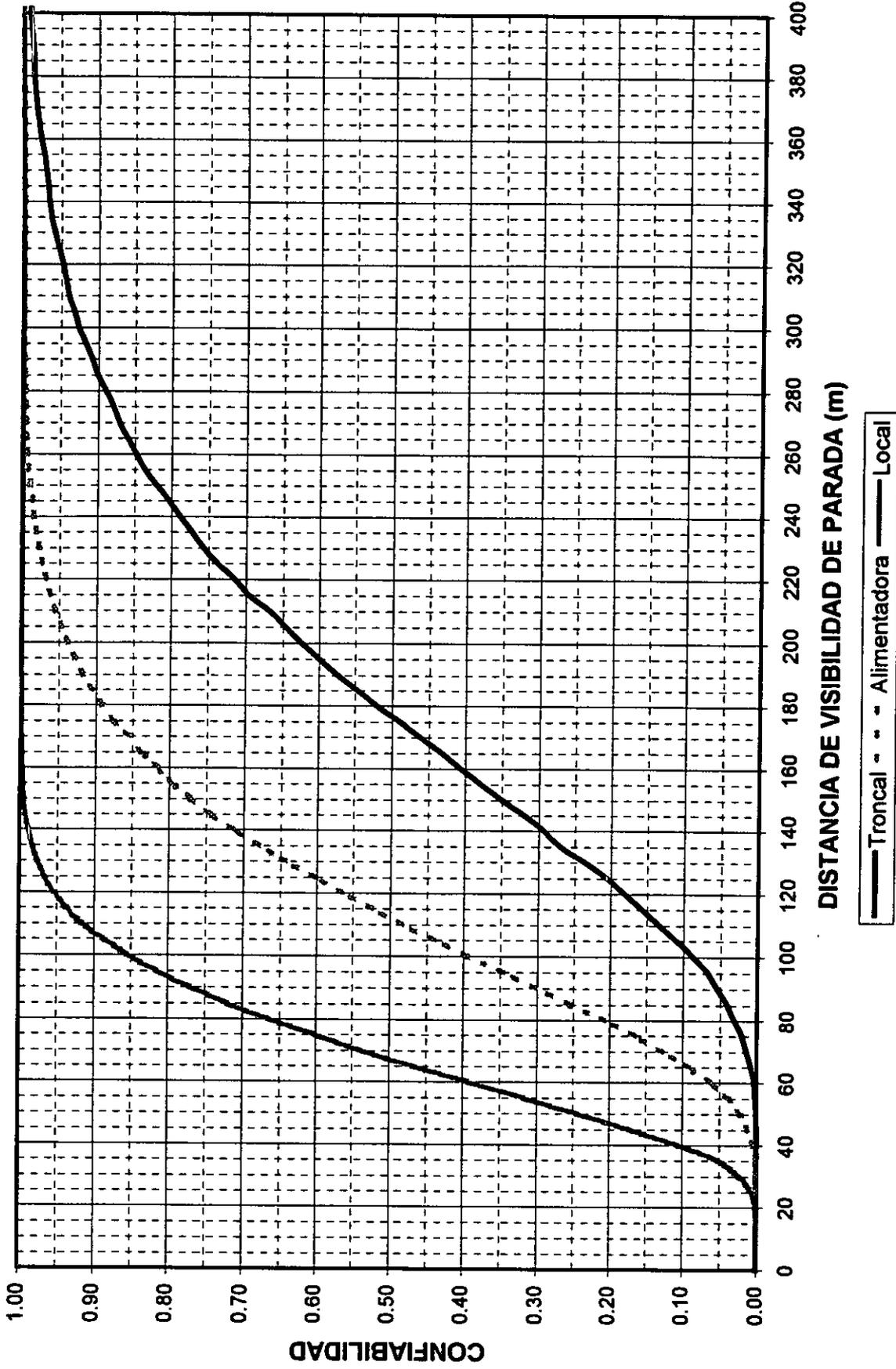
□

APÉNDICE 4. DISTRIBUCIONES DE CONFIABILIDAD DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

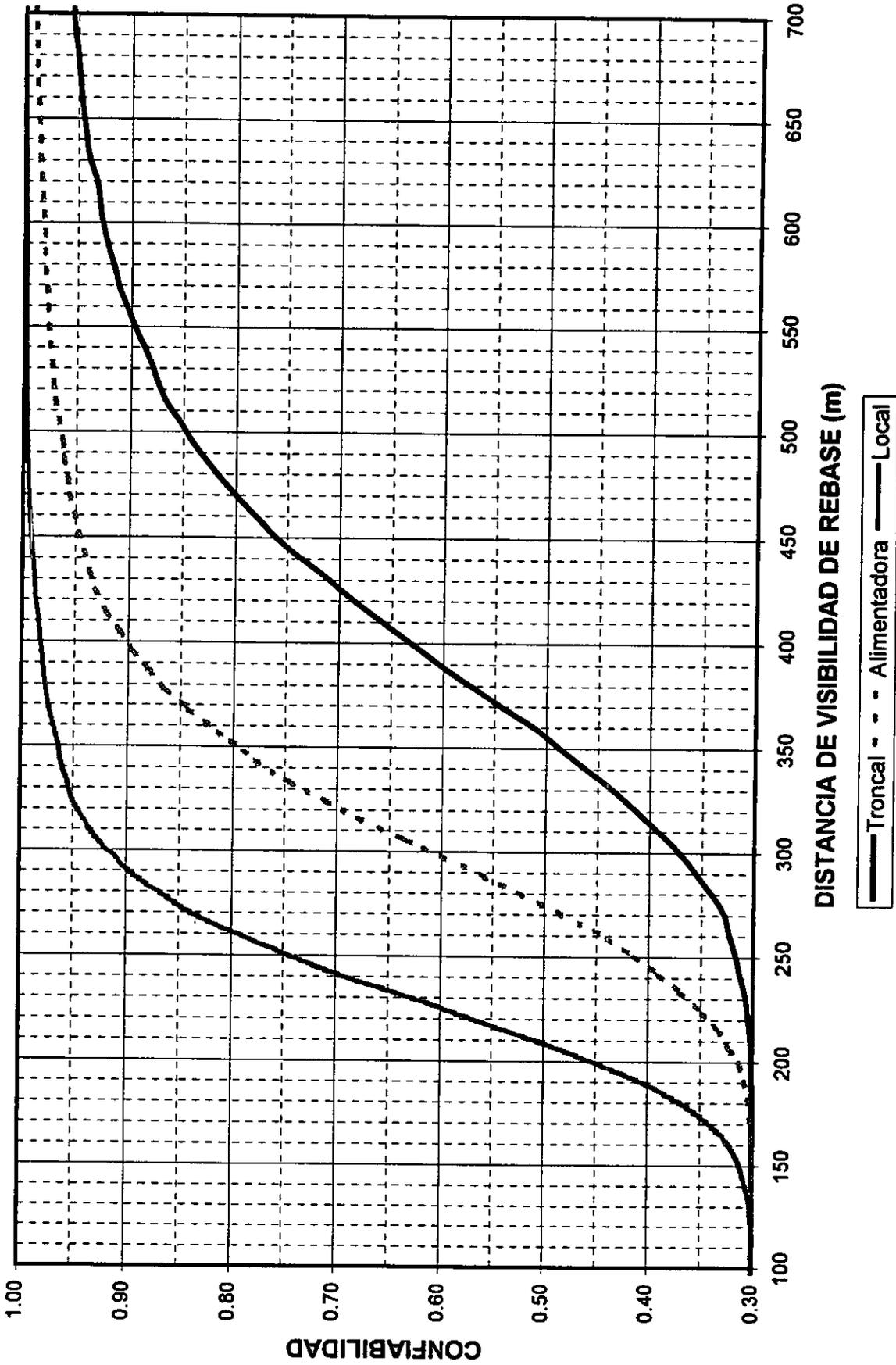
VELOCIDADES DESEADAS



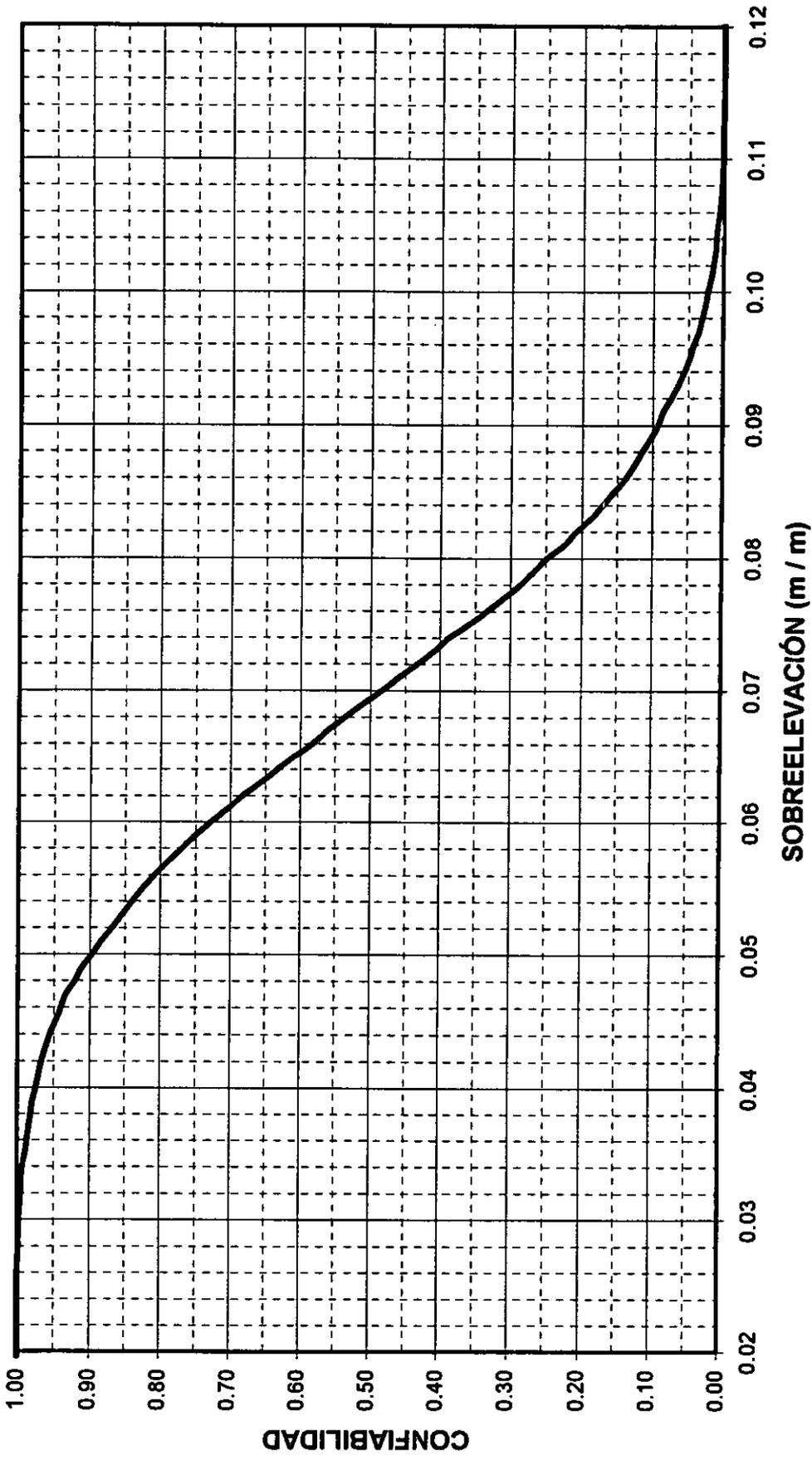
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA MÍNIMA



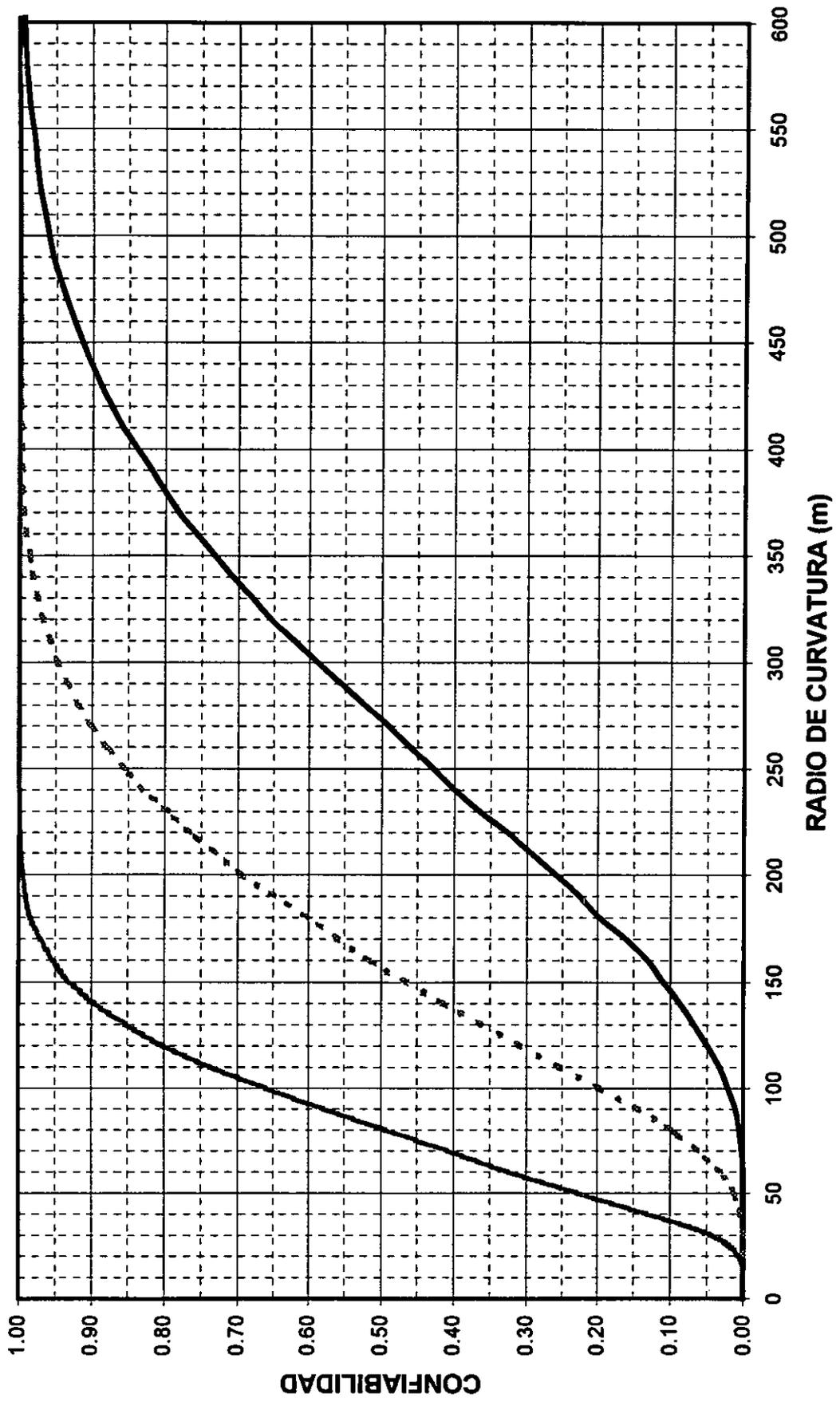
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE MÍNIMA



SOBREELEVACIÓN MÁXIMA

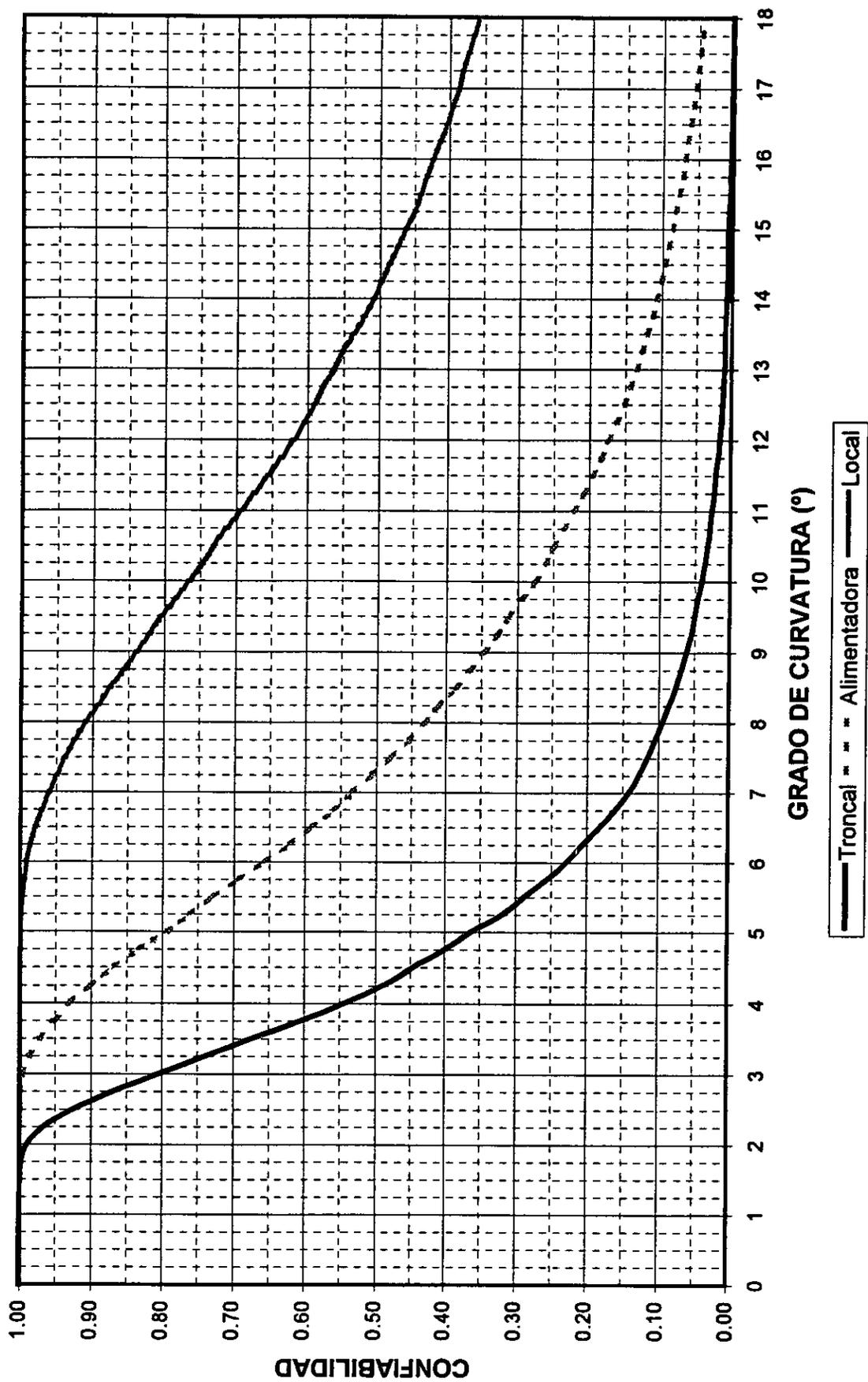


RADIO MÍNIMO DE CURVATURA

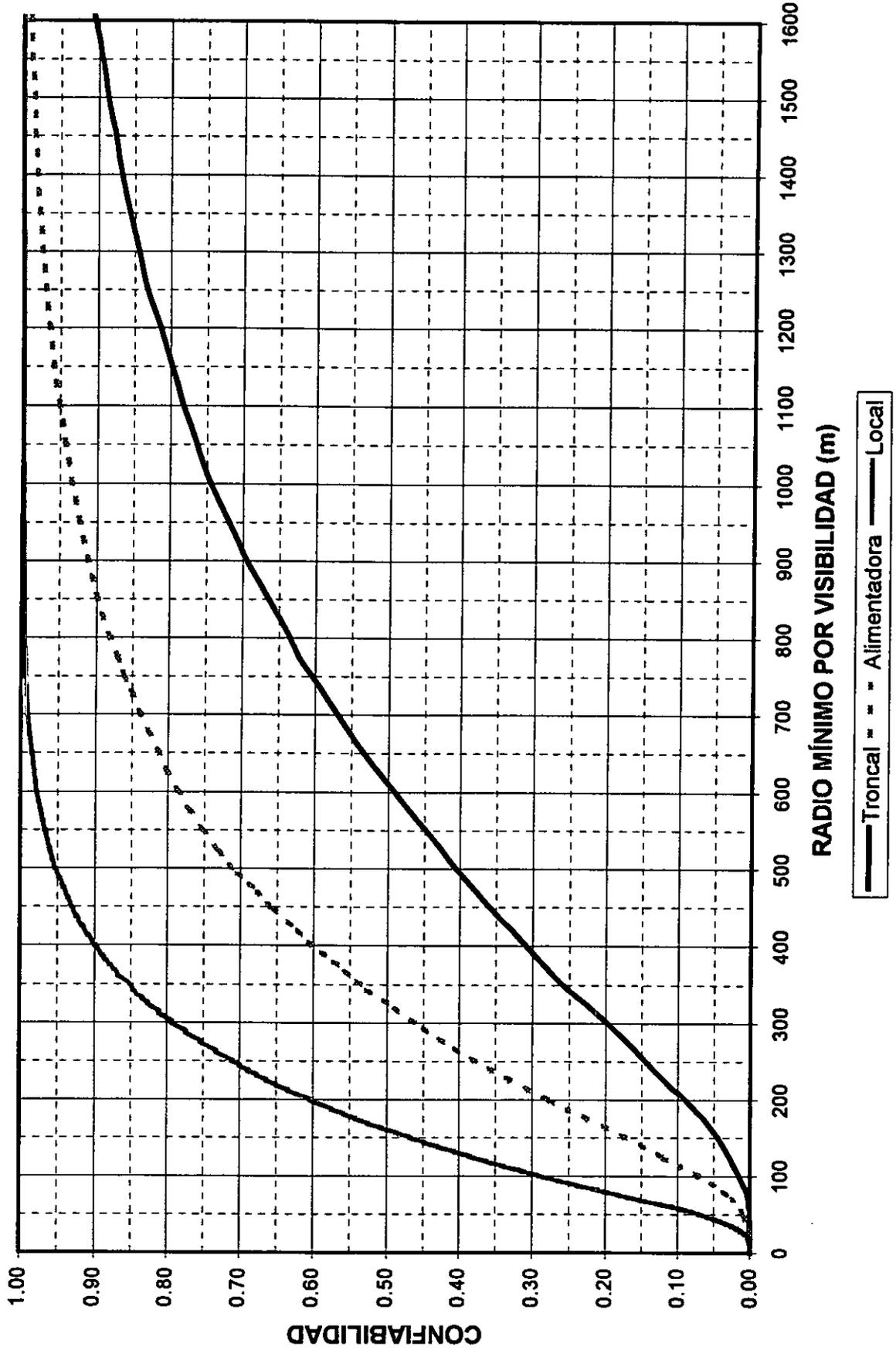


— Troncal - - - Alimentadora — Local

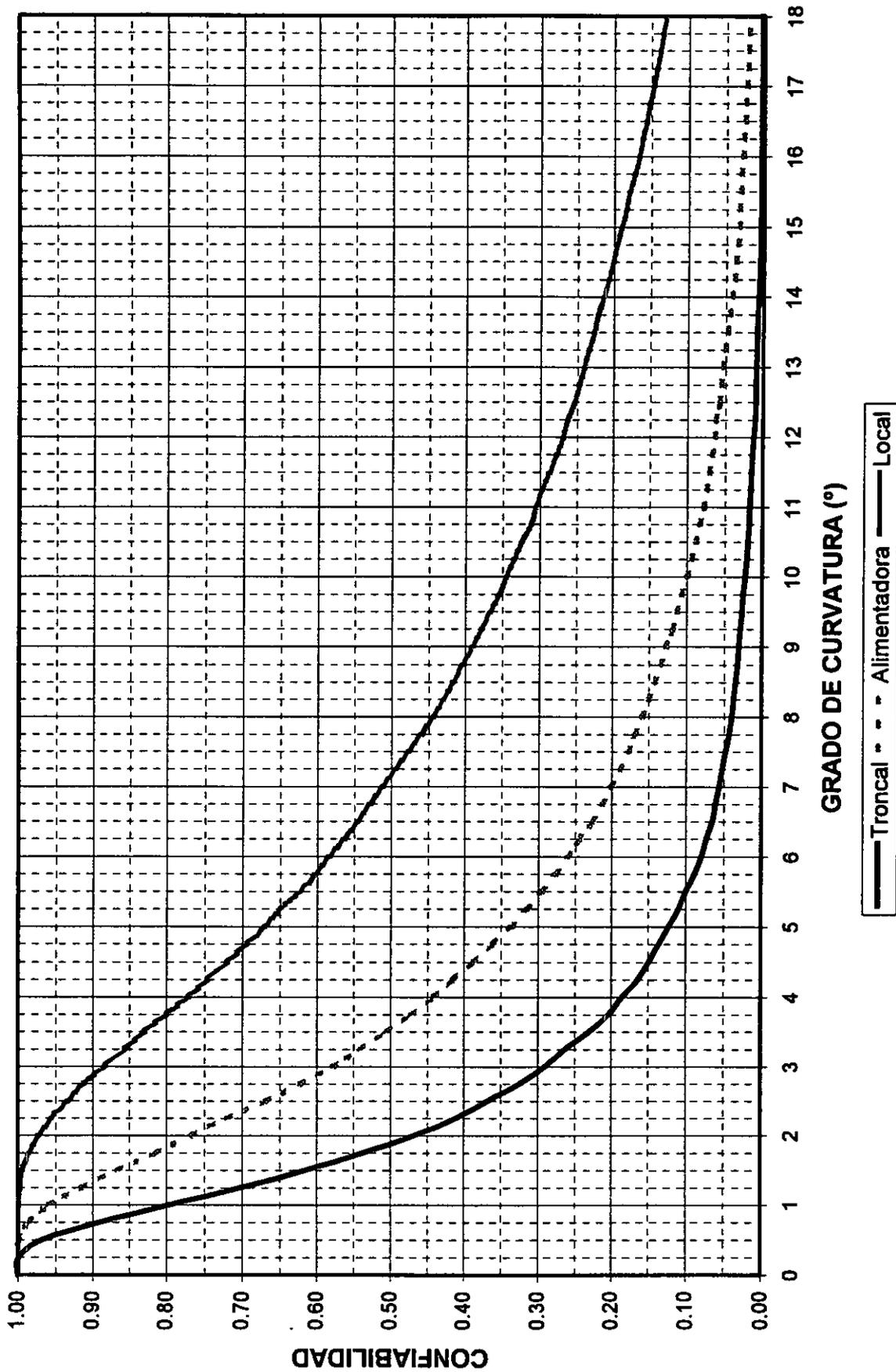
GRADOS MÁXIMOS DE CURVATURA



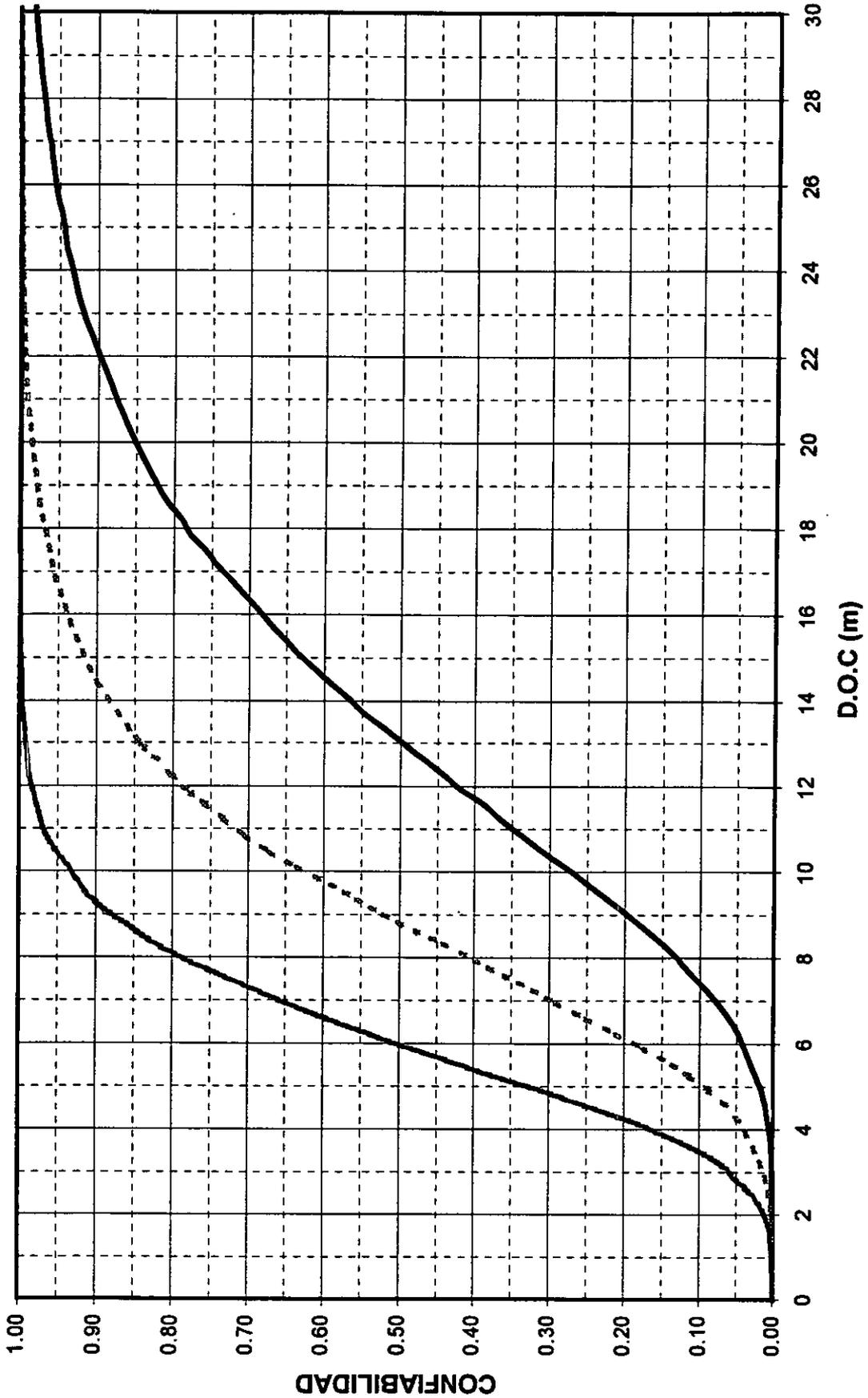
RADIO MÍNIMO DE CURVATURA POR VISIBILIDAD



GRADOS MÁXIMOS DE CURVATURA POR VISIBILIDAD

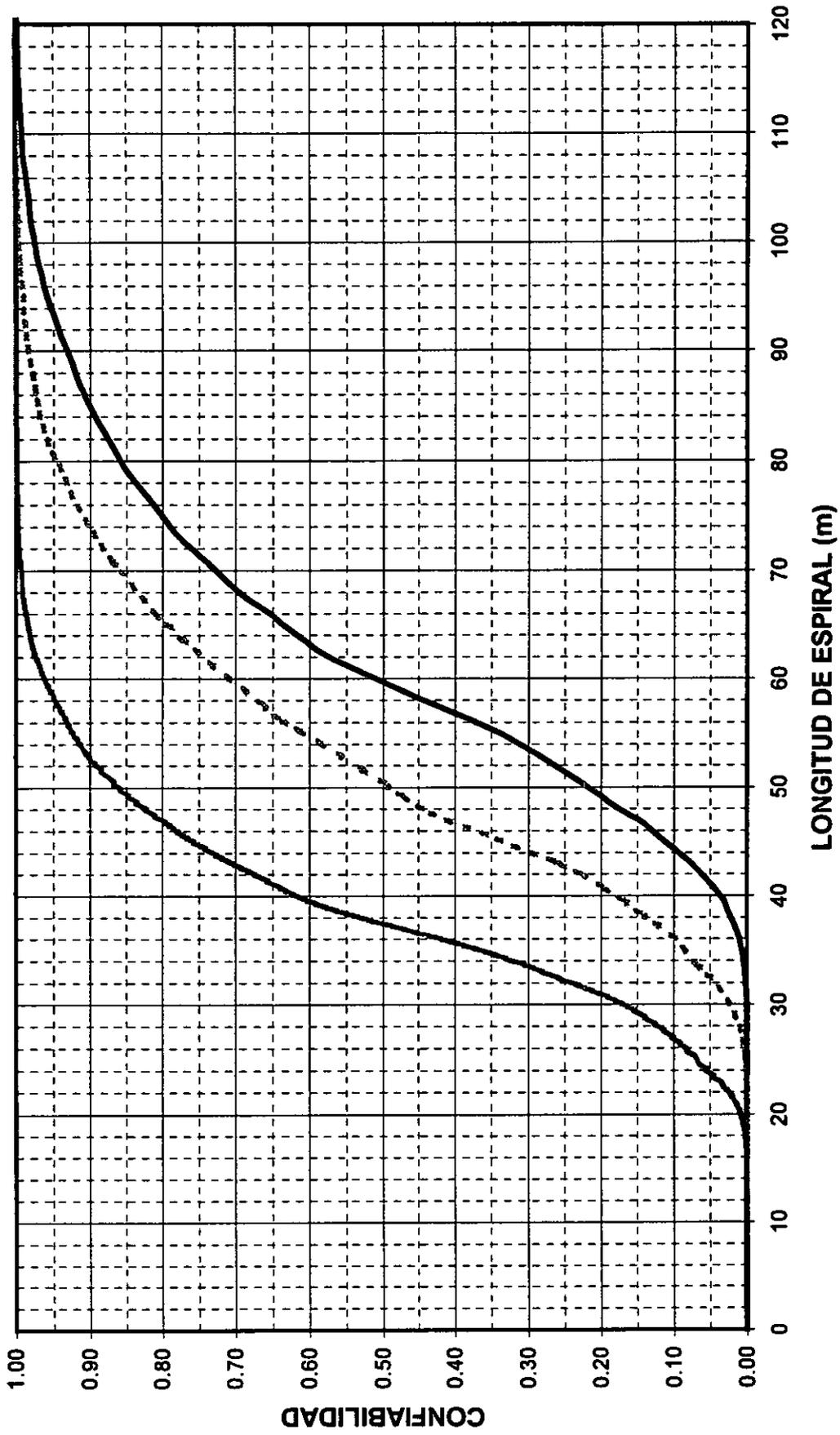


DISTANCIA DE LA ORILLA DE LA CALZADA A TALUD MÍNIMA

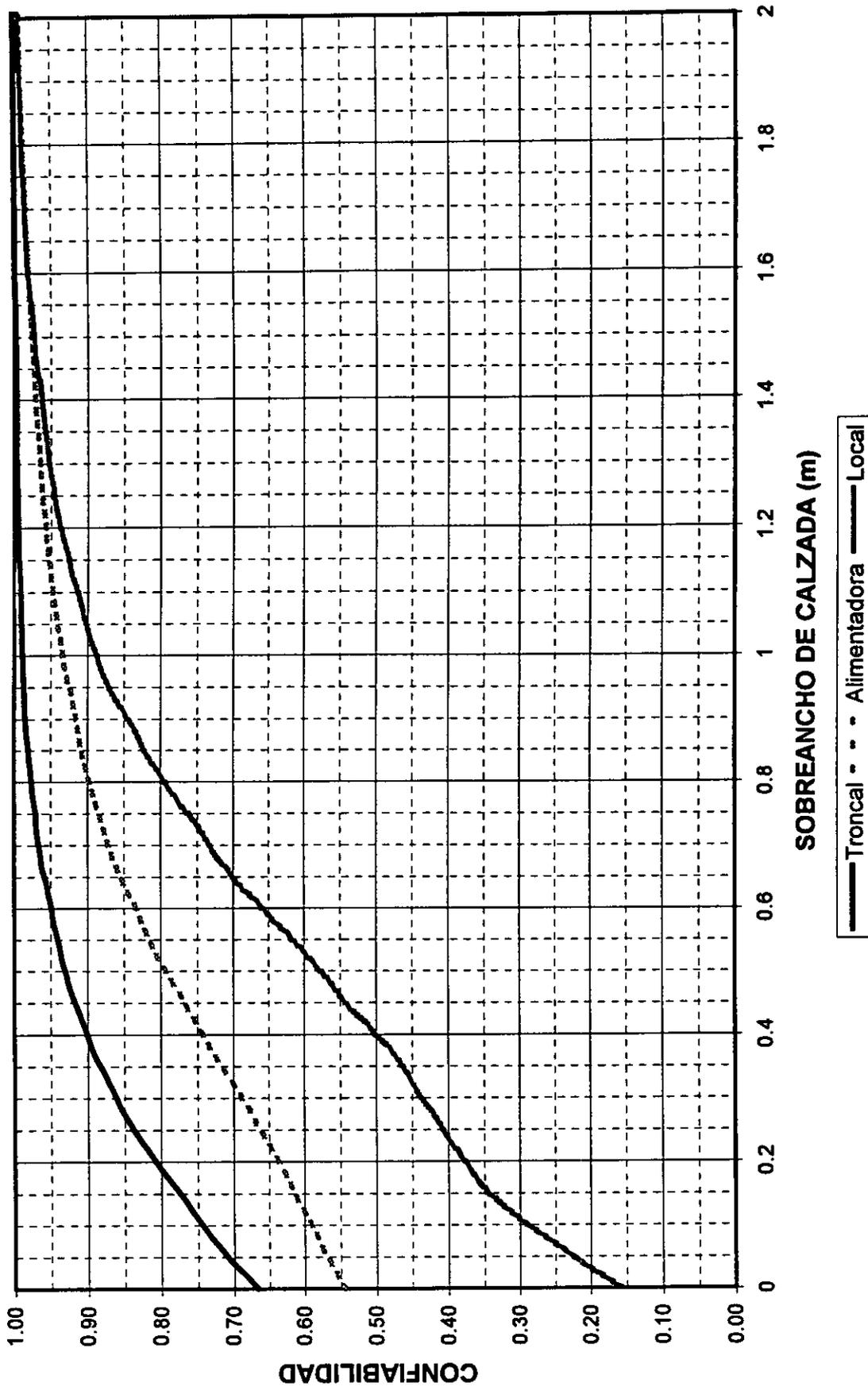


— Troncal - - Alimentadora — Local

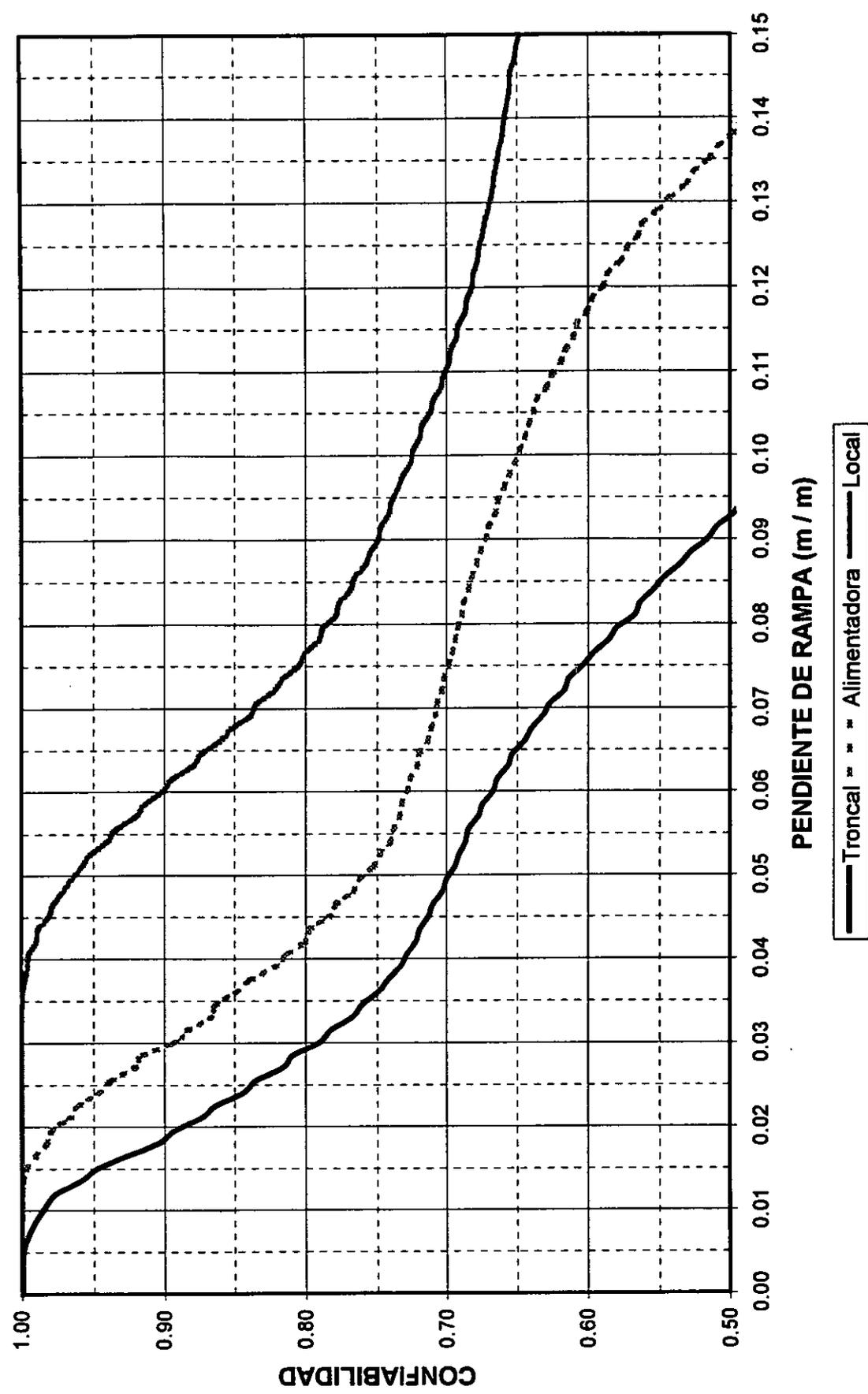
LONGITUD DE ESPIRAL MÍNIMA



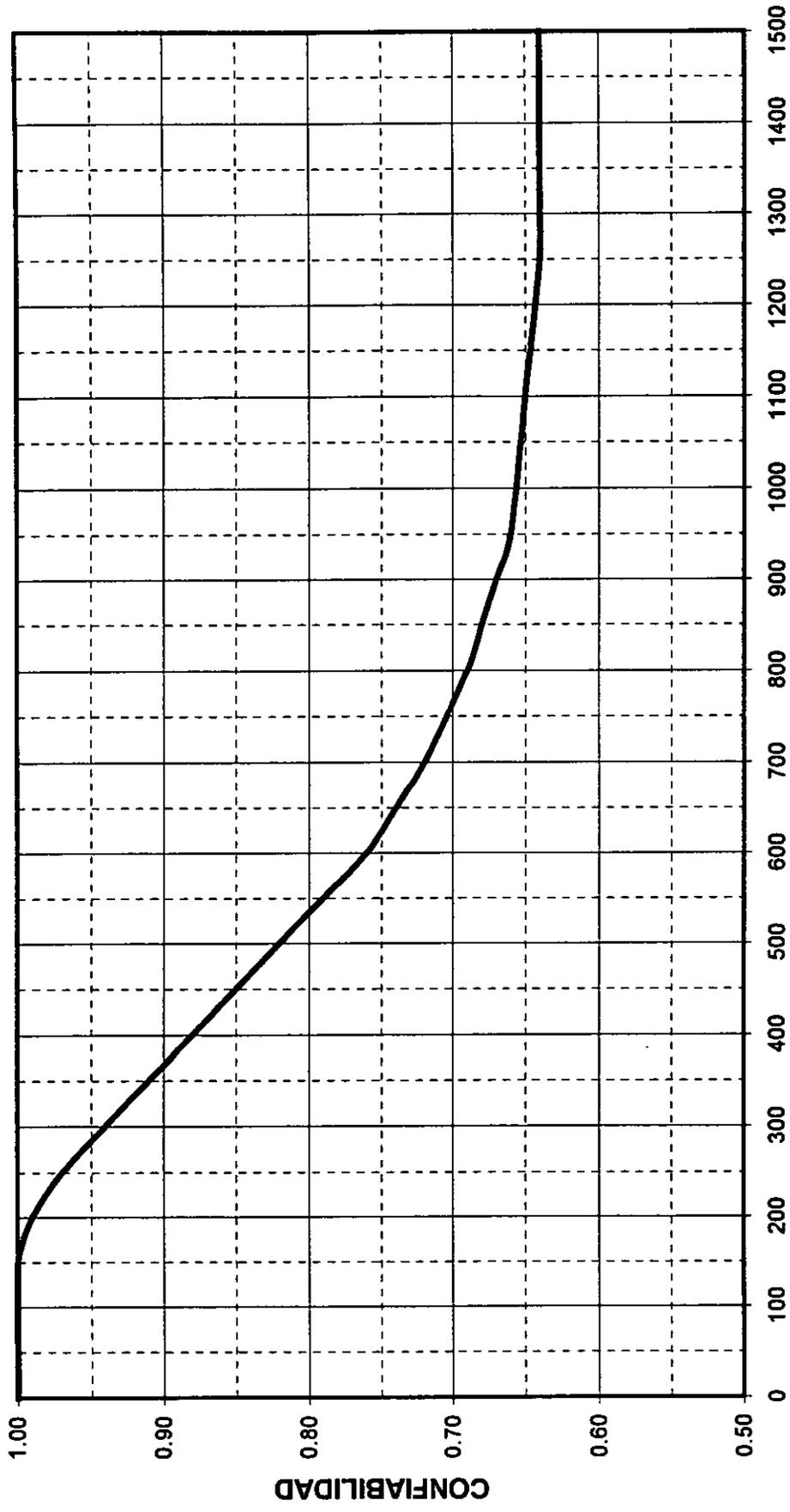
SOBREANCHO DE CALZADA MÍNIMO



PENDIENTE DE RAMPA MÁXIMA

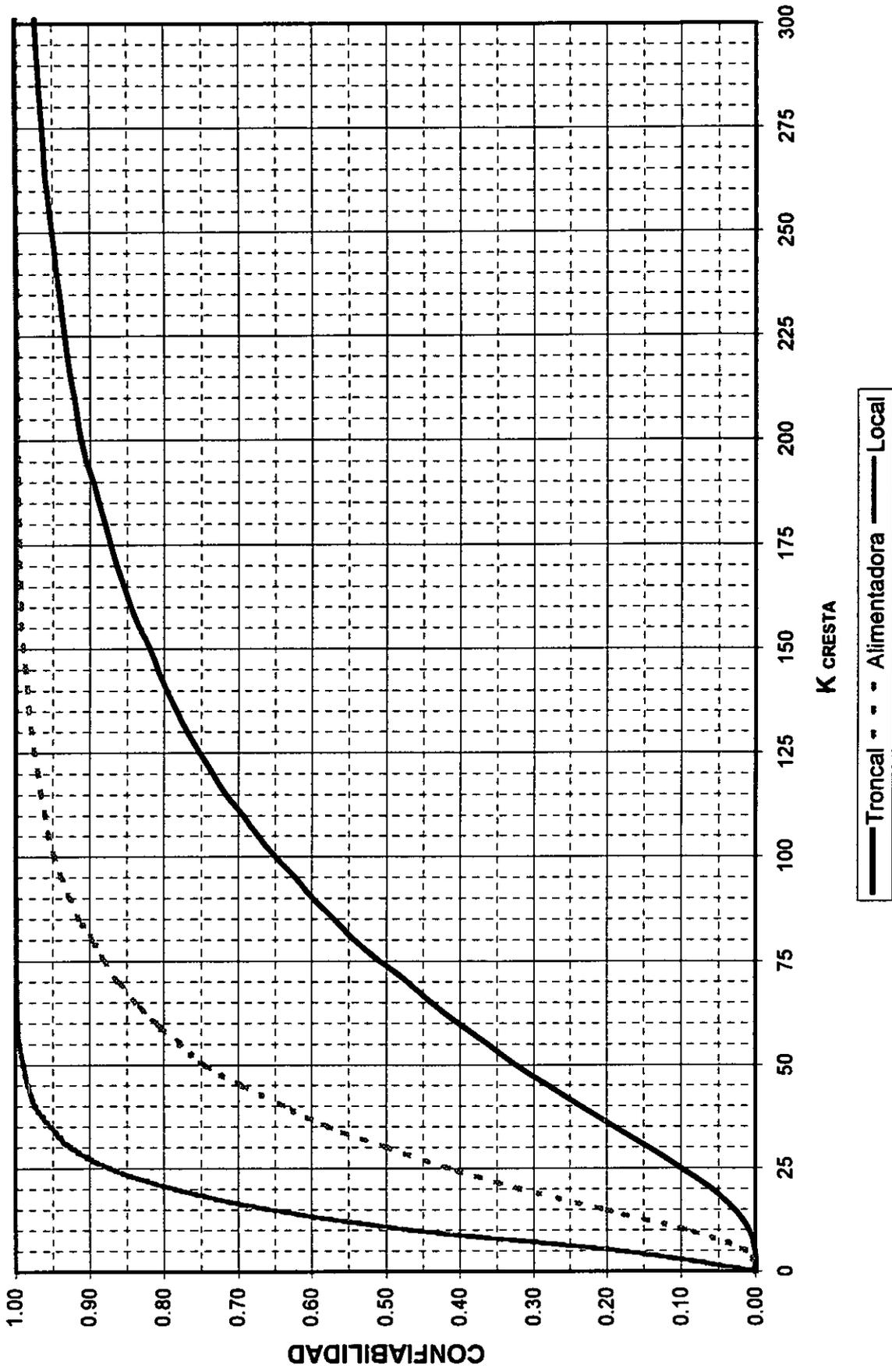


LONGITUD DE RAMPA CRÍTICA

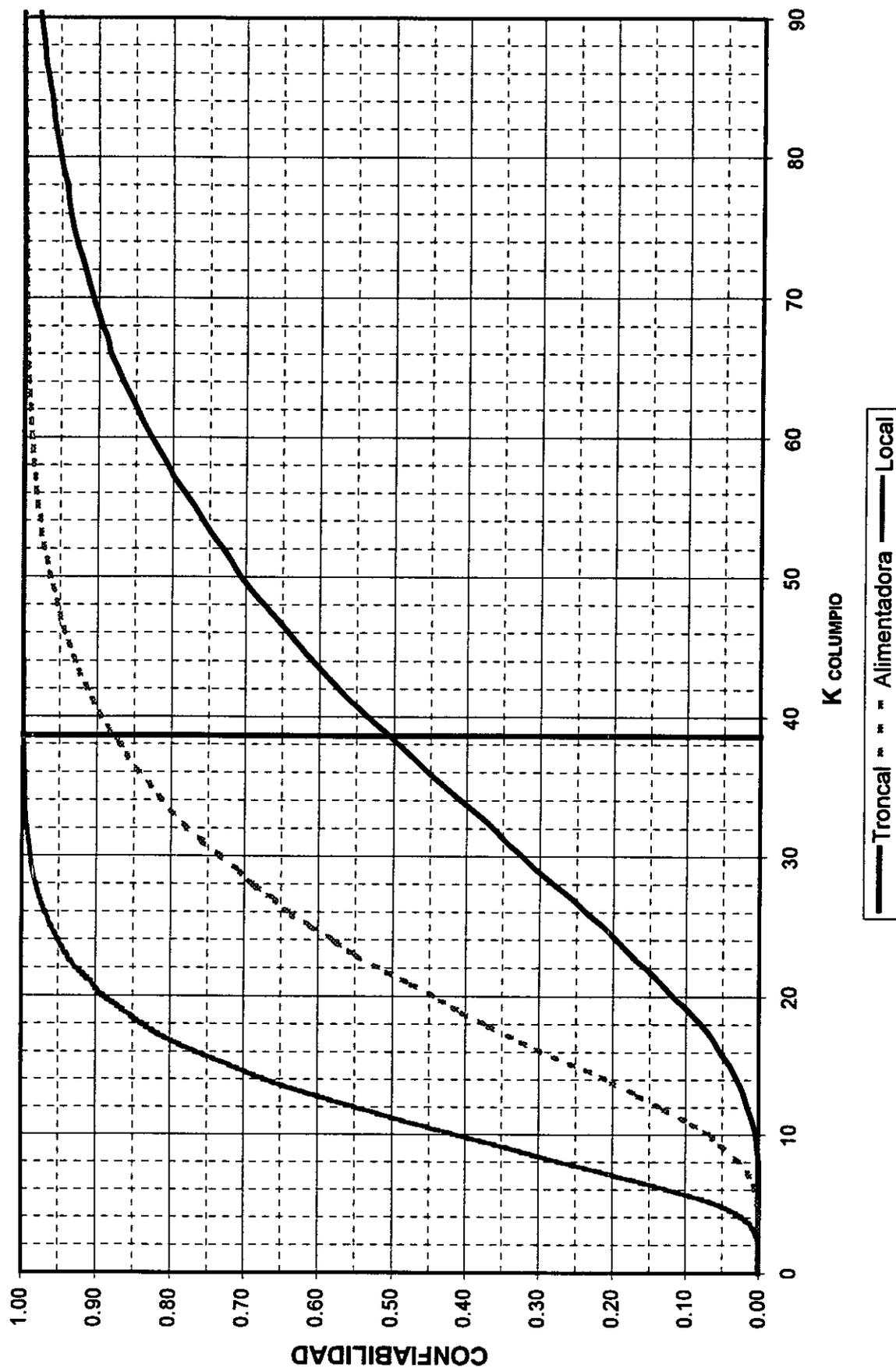


LONGITUD DE RAMPA CRÍTICA (m)

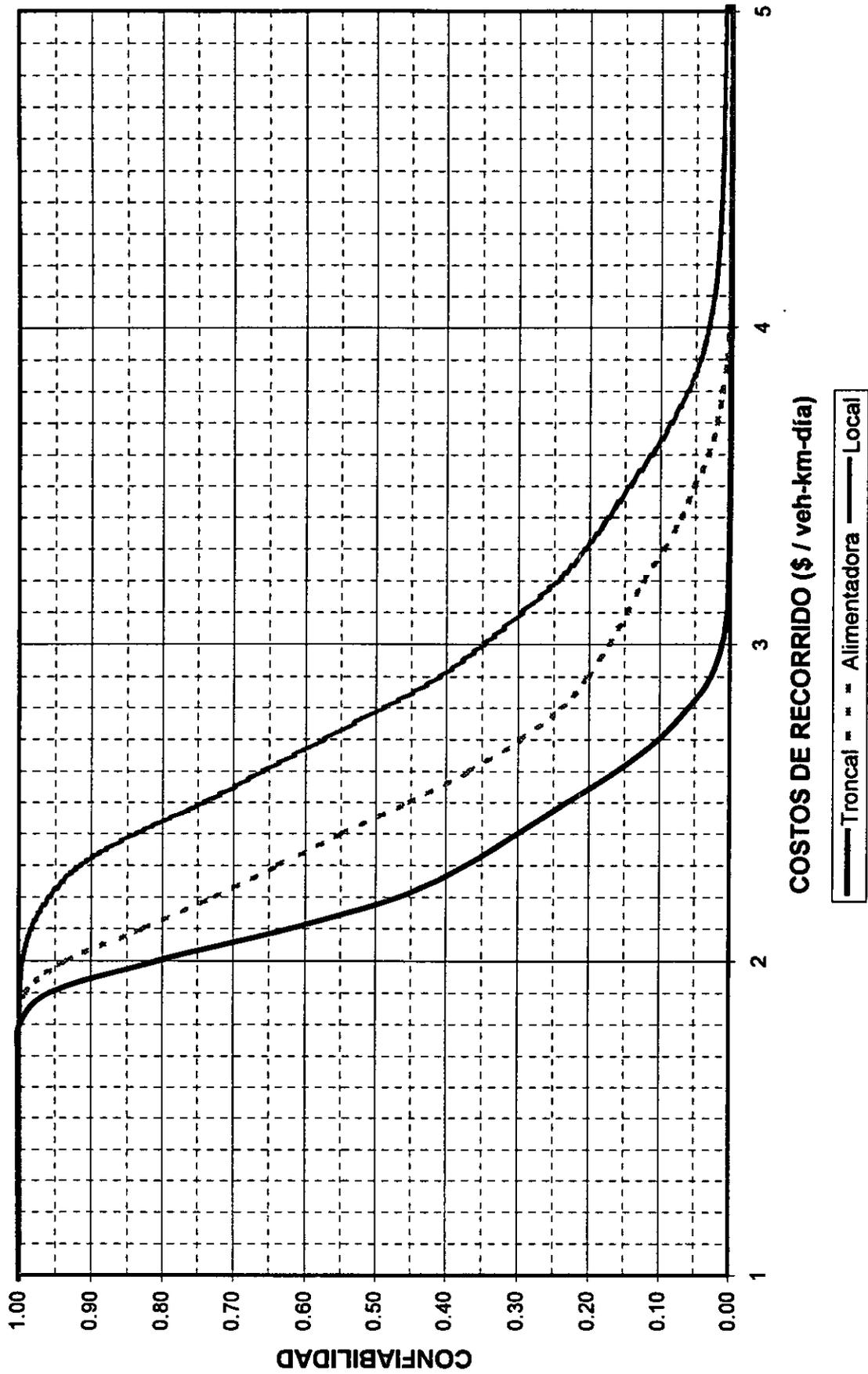
FACTOR K MÍNIMO. CURVAS VERTICALES EN CRESTA



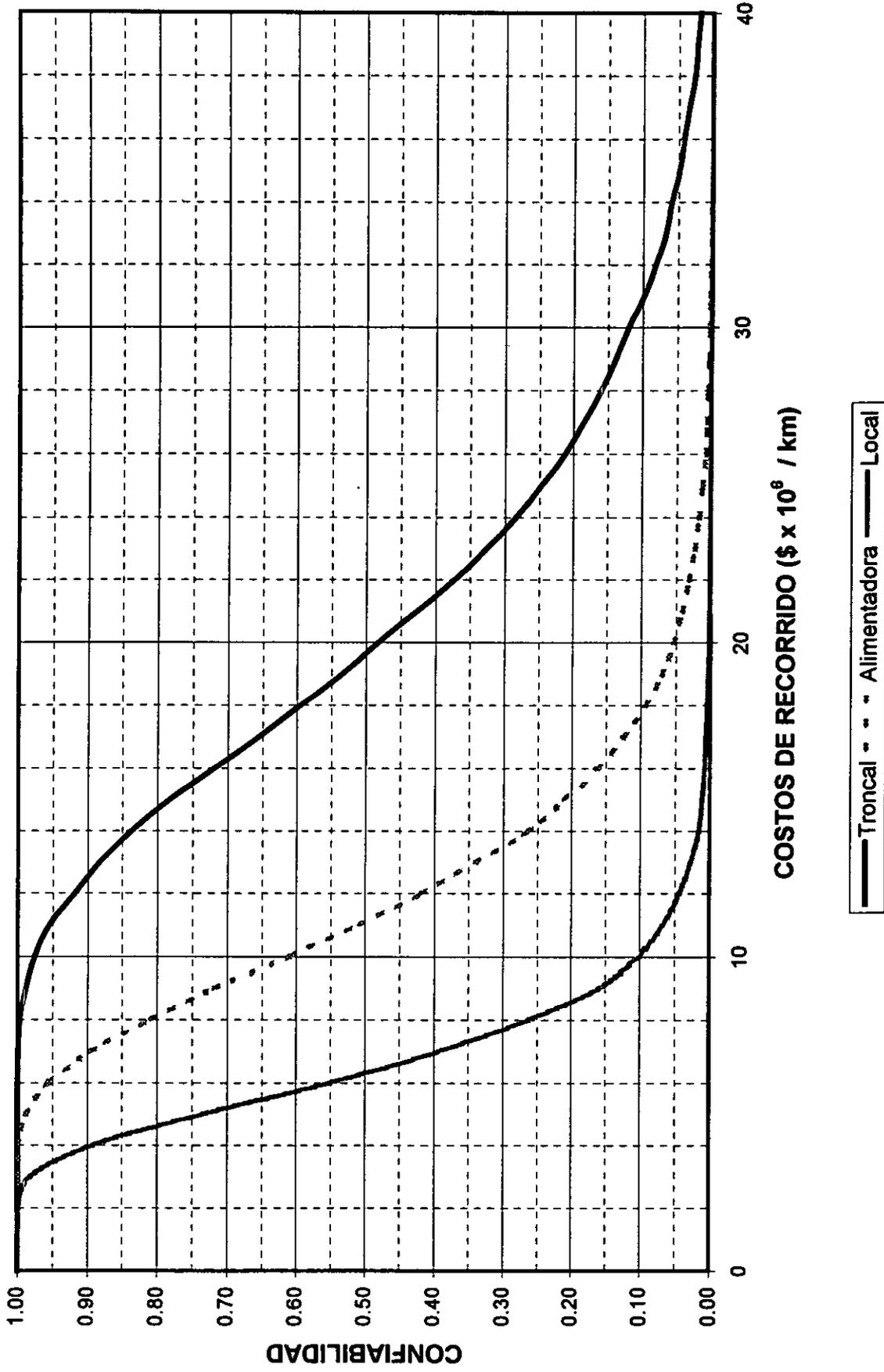
FACTOR K MÍNIMO. CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO



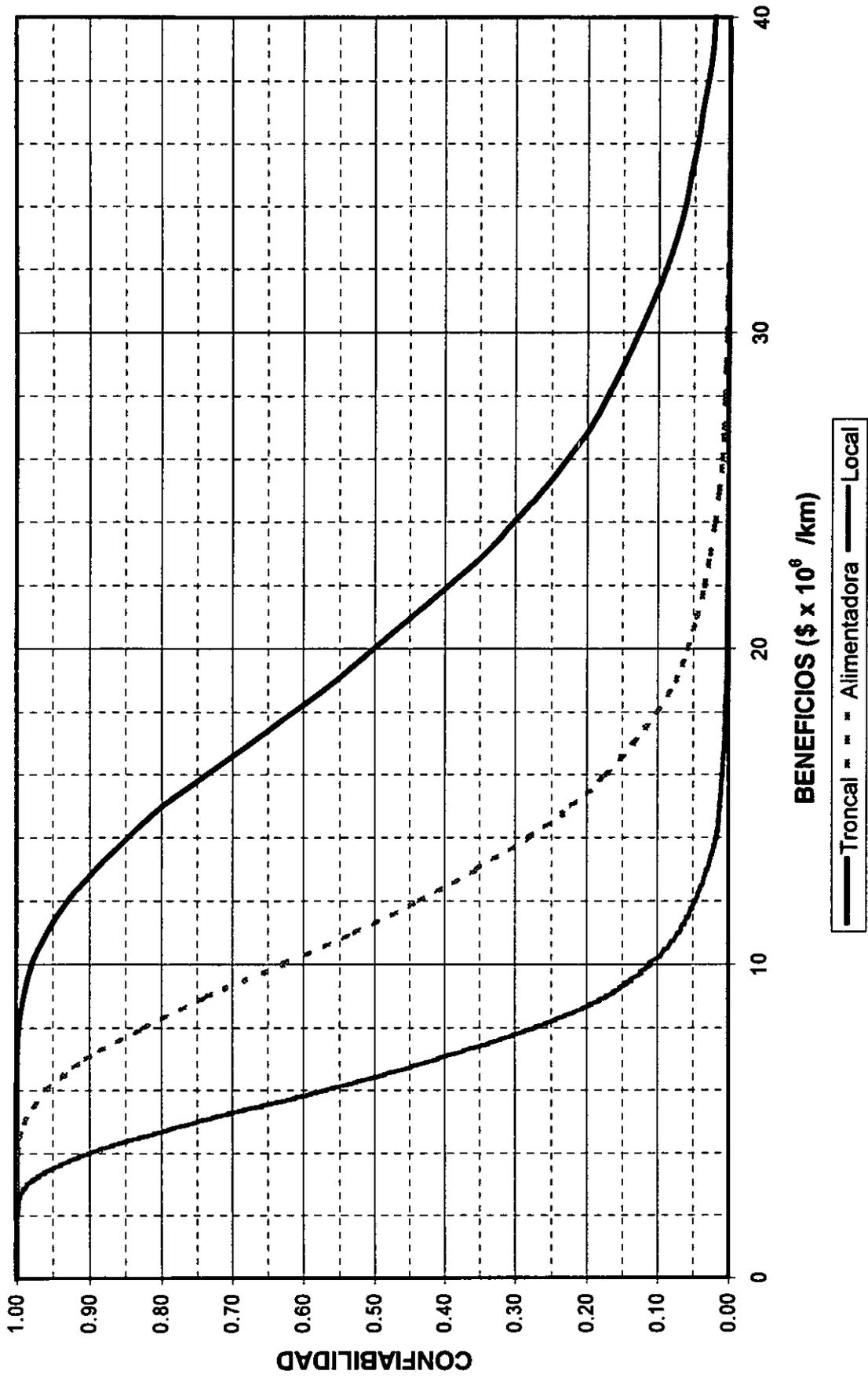
COSTOS DE RECORRIDO



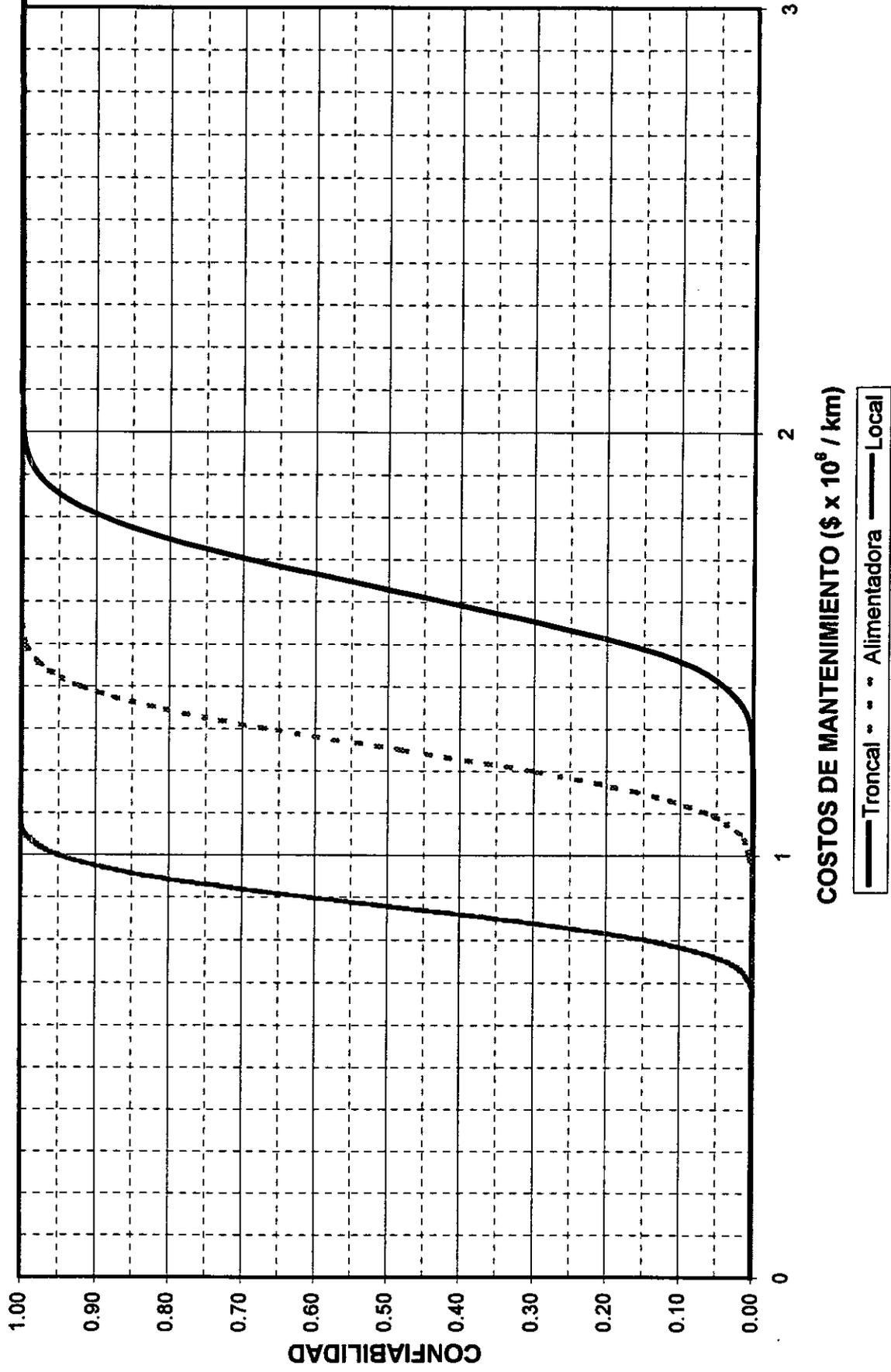
COSTOS DE RECORRIDO ACTUALIZADOS



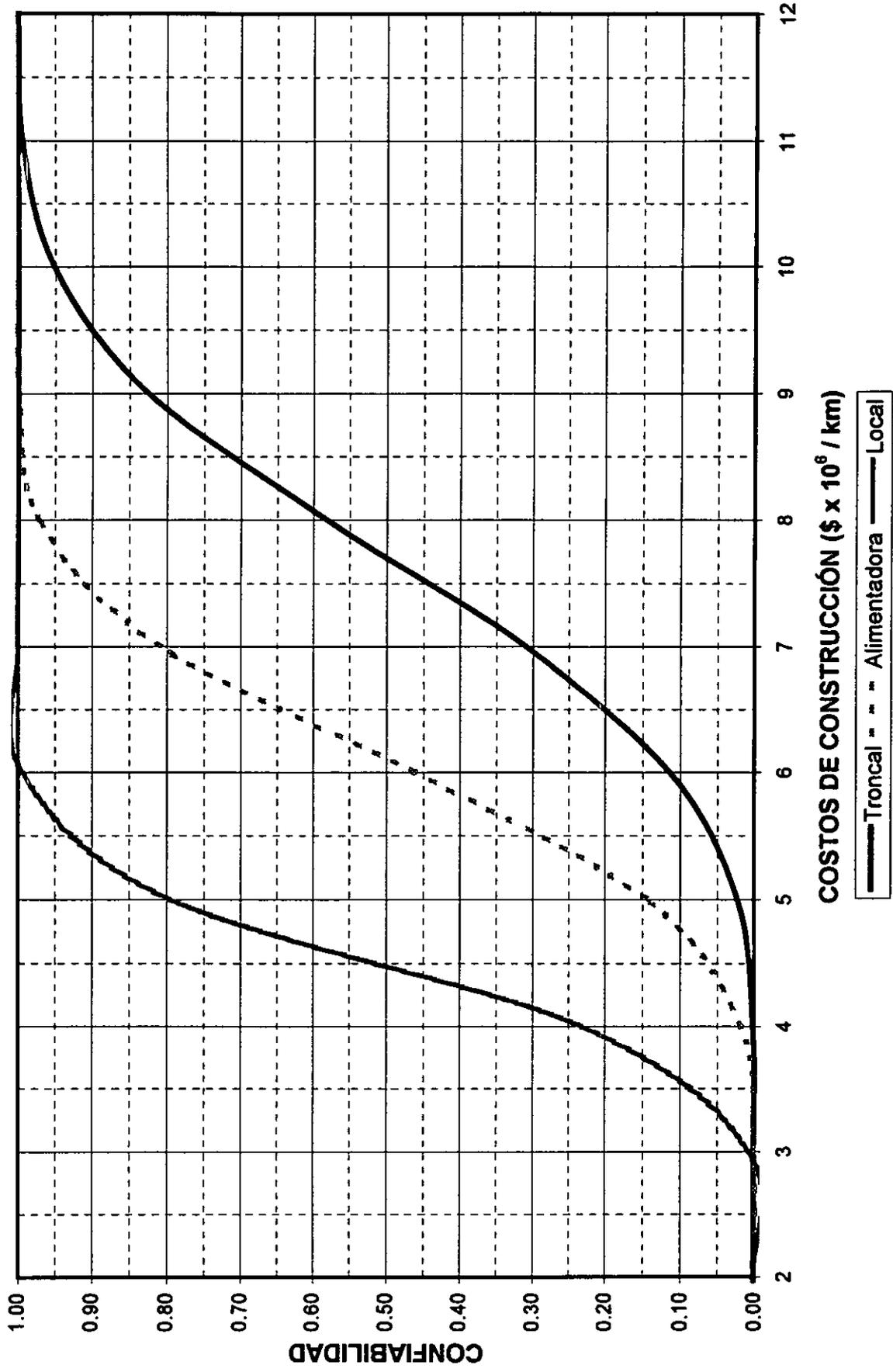
BENEFICIOS ACTUALIZADOS



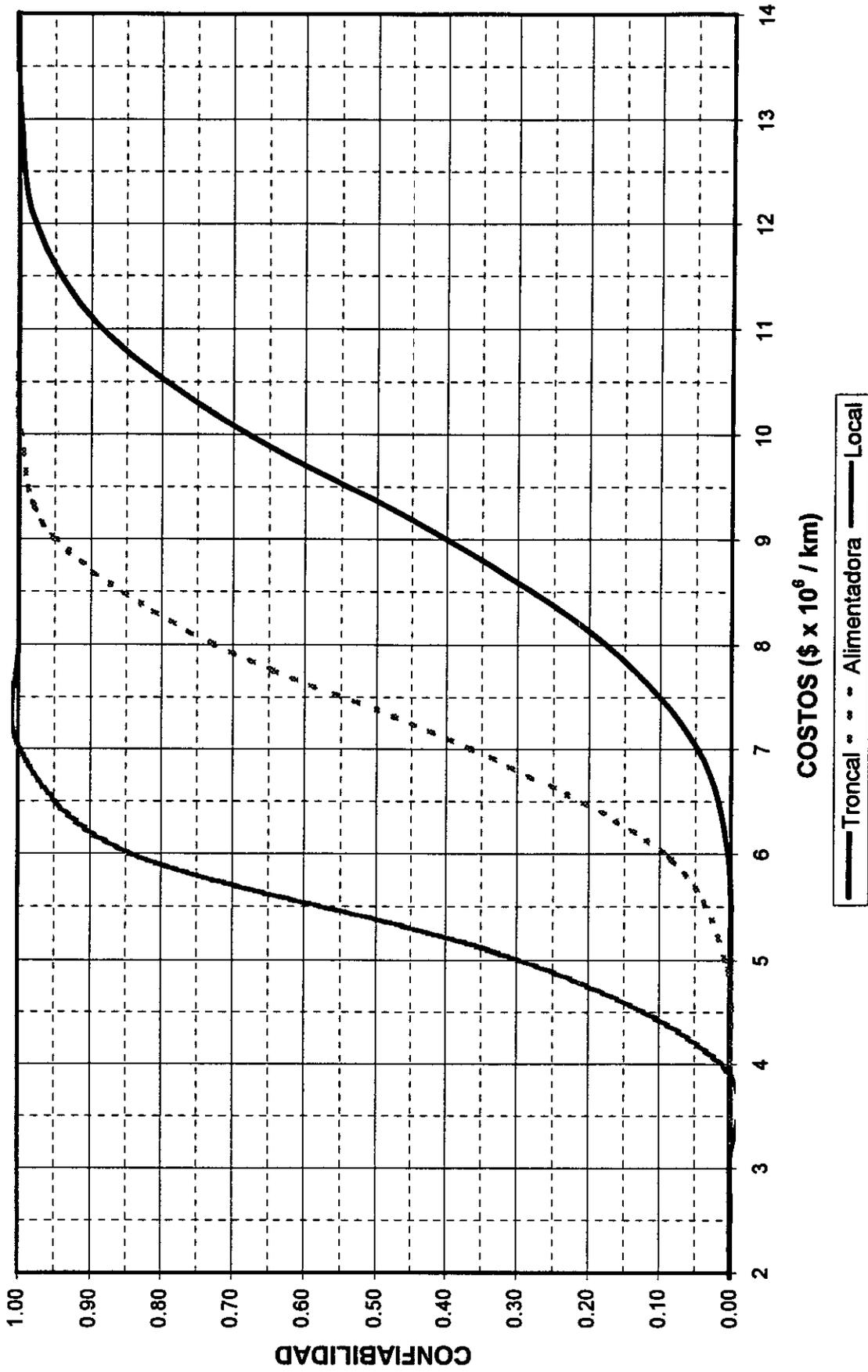
COSTOS DE MANTENIMIENTO ACTUALIZADOS



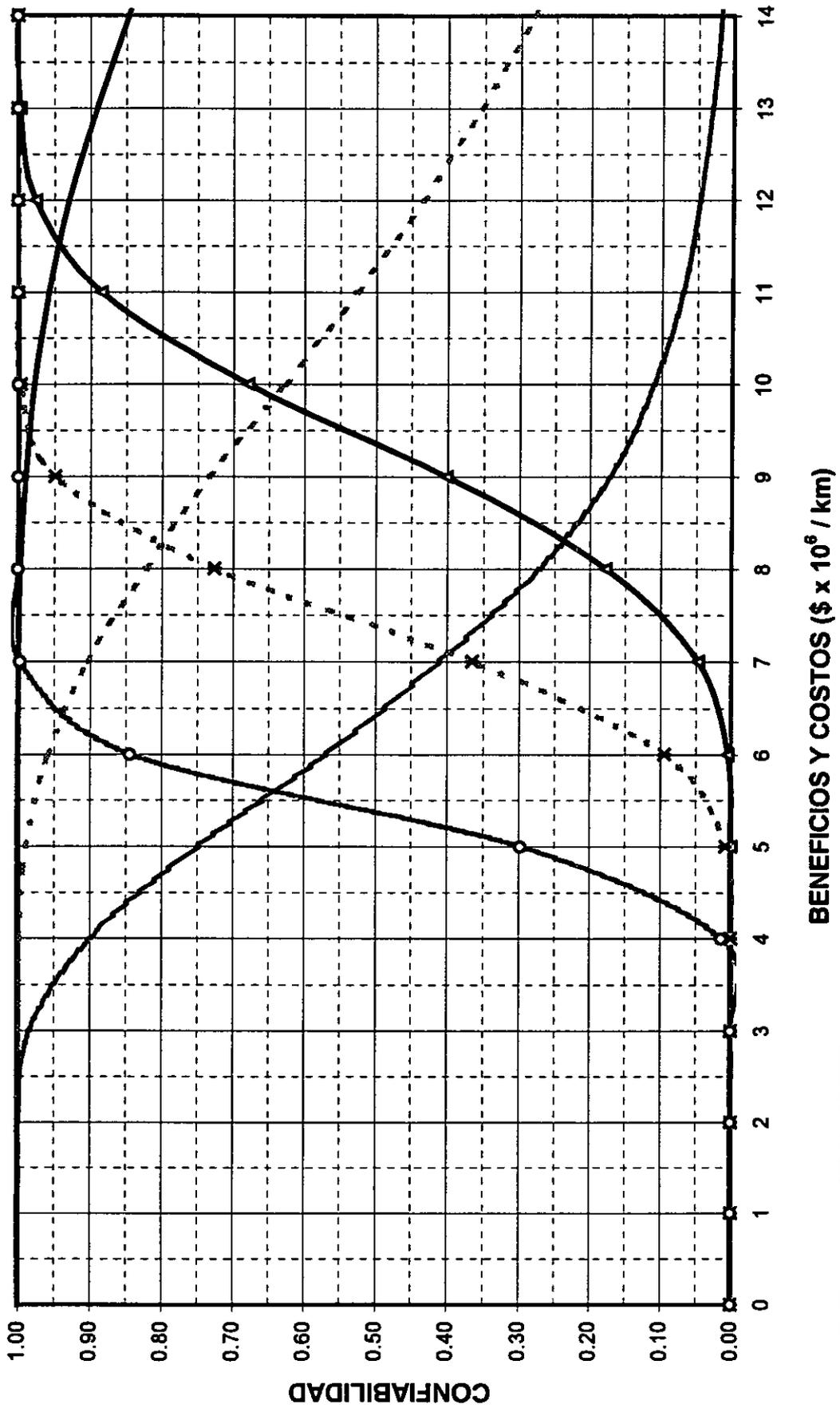
COSTOS DE CONSTRUCCIÓN ACTUALIZADOS



COSTOS ACTUALIZADOS



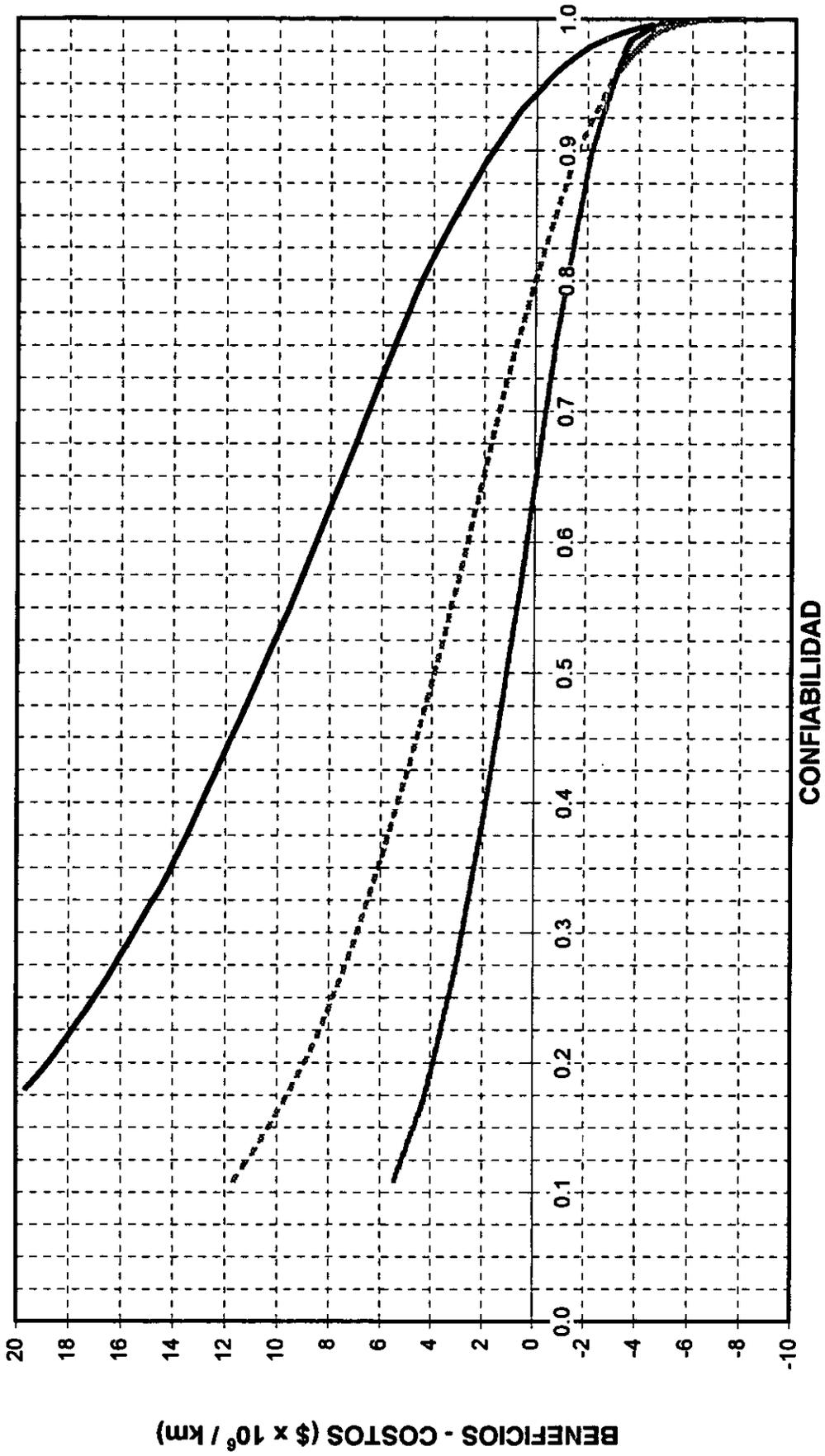
IMPORTE



BENEFICIOS Y COSTOS (\$ x 10⁶ / km)

Troncal (B) - Alimentadora (B) - Troncal (C) - Alimentadora (C)

BENEFICIOS - COSTOS



— Troncal - - - Alimentadora — Local