



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LAS CARRETERAS**

**Del 9 al 11 de Noviembre de 1994**

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**ESTABILIDAD DE TALUDES**

**Ing. Agapito Cruz Galindo**

**Cd. Victoria, Tamps.**

**1994**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LAS CARRETERAS**

Del 9 al 11 de Noviembre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**ESTABILIDAD DE TALUDES**

**Ing. Agapito Cruz Galindo**

**Cd. Victoria, Tamps.**

**1994**

Llegar a un buen método de cálculo es una meta y, naturalmente, una buena meta, pues así se habría logrado un procedimiento de trabajo un tanto al margen de las peculiaridades individuales de cada caso, cayendo en el terreno de las fórmulas y las leyes generales. En este terreno, un principiante puede hacer cálculos tan seguros (si el método matemático de análisis lo es) como haría un viejo ingeniero cargado de fracasos y de experiencia, fiado en su sentido ingenieril. En cuanto esto se logre, la ingeniería de taludes saldrá del dominio del "arte" o del oficio y se transformará en ciencia. En la mecánica de suelos aplicada a éstos problemas se han hecho intentos muy meritorios en tal sentido; algunos de ellos, que se analizarán en páginas subsecuentes de este libro, son merecedores de gran crédito, por haber demostrado ser de gran utilidad tras muchos años de aplicación general.

Sin embargo, no existe un método general de análisis aplicable a todos los taludes. La afirmación anterior se puede discutir en dos sentidos. En primer lugar, ha de reconocerse que el método tradicional y todavía más común de análisis estructural no es aplicable a taludes. Tal método, con el que se diseña una viga por ejemplo, exige conocer las cargas exteriores que actúan sobre la estructura, para, a partir de ellas, determinar los esfuerzos internos que, por último, se compararán con la resistencia del material, dentro del marco de una teoría de falla previamente aceptada. Este método común, se insiste, no es aplicable a los taludes, por la simple razón de que no existe ningún procedimiento manejable en la práctica para determinar el estado de esfuerzos internos en los puntos de la masa de suelo, a partir de las cargas exteriores que actúen; este problema no está todavía resuelto por la mecánica del medio continuo o por las matemáticas aplicadas. De esta manera, los métodos de cálculo para definir la estabilidad de los taludes han de tener otra orientación. Casi todos los más populares son métodos de análisis límite en los que, como primera etapa, se establece un mecanismo cinemático de falla, extraído naturalmente de la experiencia, con base en el cual se analizan las fuerzas tendientes a producirlo (fuerzas motoras), las cuales se han de comparar, por algún procedimiento, con las fuerzas capaces de desarrollarse y que tienden a que el mecanismo de falla no se produzca (fuerzas resistentes). Así pues, todos los métodos de cálculo en boga están ligados a un mecanismo cinemático de falla específico, por lo que sólo serán aplicables a aquellos problemas de estabilidad en que la falla sea del tipo que se considera.

Además de lo anterior, existe otra razón por la cual no puede contarse con un método general de análisis aplicable a todos los casos; de hecho, por esta razón habrá muchos casos prácticos de estabilidad de taludes a los que en buena ley no sea aplicable ningún método teórico de análisis. En efecto, la aplicación de cualquier método teórico de análisis implica que se puedan utilizar los parámetros de resistencia

del suelo adecuados al caso; en torno a esto habrá algunos comentarios en páginas subsecuentes. A su vez, el poder hablar de parámetros de resistencia del suelo que forma el talud implica un requisito mínimo en lo que se refiere a la naturaleza de los materiales constitutivos y su disposición, de manera que pueda hablarse de homogeneidad o de una estratificación bien conocida y bien definida. Esta condición suele cumplirse en los terraplenes de las Vías Terrestres, como consecuencia del ejercicio de la capacidad de selección de materiales del que se ha hablado; pero muchas veces no se satisface en los cortes y en las laderas naturales, debido a la anarquía (por lo menos aparente) con que se disponen los materiales y a las variaciones que en ellos ocurren en corto trecho. Si se combina esto con la imposibilidad que se tiene de realizar una exploración de gran detalle en todo corte o ladera que, interese a la vía terrestre, se llega a la conclusión de que en una buena parte de los cortes y laderas reales será imposible pensar en aplicar racionalmente un método matemático de cálculo que sea representativo del problema en estudio.

Desde luego que habrá casos en que, por su especial importancia, conjugada con condiciones razonables de homogeneidad, convendrá realizar las necesarias exploraciones, muestreo y pruebas de laboratorio que permitan definir los parámetros de resistencia para aplicar el método de análisis teórico que sea apropiado; pero sigue en pie el hecho de que es prácticamente imposible el conocimiento de las propiedades mecánicas de los suelos en detalle en cada punto de la vía terrestre, por lo menos con el grado de aproximación suficiente como para permitir un proyecto basado en métodos teóricos en cada corte o terraplén. Como ya se indicó en el capítulo III (párrafo III-10), dependerán de un grupo de especialistas, con base en estudios exploratorios someros y en técnicas de laboratorio elementales, las recomendaciones de la inclinación de la mayor parte de los cortes y los terraplenes. Las recomendaciones se basan en la experiencia anterior, en el conocimiento de los materiales y, necesariamente, en los lineamientos de una política general establecida, por la institución que proyecta.

En los países económicamente desarrollados las políticas a que se ha hecho referencia suelen ser muy conservadoras, y es bueno y razonable que así sea, ya que en esas naciones los volúmenes de tránsito y, en general, todos los factores que definen el índice de servicio de la vía terrestre son tan altos que justifican cualquier costo de construcción con tal de que la obra vial no sufra interrupciones posteriores por fallas o derrumbes; además, en dichos países la mecanización de la construcción permite grandes movimientos de tierra en forma relativamente económica y expedita, en tanto que las labores de afinamiento, limpieza o abatimiento de los taludes que llegarían a fallar después de la construcción exigirían el empleo de una mano de obra costosa y sólo permitirían una mecanización limitada.

En los países en desarrollo, por el contrario, las recomendaciones de los ingenieros de campo suelen ser audaces, buscando minimizar los costos de construcción y teniendo en cuenta los bajos niveles de tránsito que tendrá la obra. Este criterio conduce por lo general a un cierto número de fallas, tanto durante la construcción como en épocas subsiguientes. Es cierto que las interrupciones de tránsito que esto produce no son tan graves en estos países como en los muy desarrollados, por lo que una política audaz puede ser conveniente en las áreas de escaso desarrollo económico; pero no cabe duda de que la audacia ha de ser cuidadosamente regulada, pues se ha visto que muchas vías terrestres proyectadas con taludes muy escarpados, de supuesto bajo costo, después de corregidos todos sus problemas, resultaron de un costo más elevado que si se hubieran proyectado desde un principio con un criterio algo más conservador, y ello sin contar con los trastornos y dilaciones que las correcciones y reconstrucciones implican. Además, empezarán a aparecer en muchos países en vías de desarrollo (México es un buen ejemplo de lo que va a decirse) ciertas arterias principales en las que los volúmenes de tránsito son ya muy elevados, de manera que un criterio audaz ya no resulta aconsejable para estos casos. La política que fije las normas de inclinación de los taludes debe ser, pues, lo suficientemente flexible para tomar en cuenta todos estos matices. Los ferrocarriles, por la naturaleza de su tráfico y sus características especiales, probablemente también se deben proyectar con criterios bastante más conservadores que los caminos de tránsito bajo y medio, por lo menos en lo que se refiere a estabilidad de taludes.

Así pues, se insiste una vez más en que debe dejarse al criterio de ingenieros de campo, auxiliados por estudios someros y rápidos, la recomendación de la inclinación de la inmensa mayoría de los cortes y terraplenes de las obras viales. Reconociendo tal hecho cobran gran importancia los métodos de estudio masivo, que permitan definir a bajo costo las condiciones prevalecientes en grandes áreas; la fotointerpretación y la geofísica deben verse como armas de especial utilidad para definir las normas de proyecto de los taludes. De la misma manera será importante elevar el nivel profesional de los ingenieros de campo encargados de estos problemas, procurando que especialistas en mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingenieros geólogos competentes desempeñen estas labores en estrecha colaboración con los ingenieros encargados de la localización. También será importante organizar los trabajos de tal manera que el especialista que dio las recomendaciones iniciales tenga ocasión de verificarlas durante la construcción, haciendo los ajustes necesarios.

Todo lo antes dicho es aplicable a carreteras y ferrocarriles, pero las aeropistas, en las que la inversión se concentra mucho más en relación al área que ocupan, aceptan naturalmente una densidad de estudio mucho mayor, de manera que en su proyecto

no es aconsejable trabajar con información somera; por otra parte, estas obras no suelen presentar grandes problemas de cortes y terraplenes.

De las páginas anteriores se desprende que por lo común no es factible la aplicación de los métodos matemáticos de análisis de estabilidad de taludes en las vías terrestres, sea por razones de falta de homogeneidad de los materiales constructivos, que harían poco representativos los resultados de cualquier muestreo y estudio de laboratorio, o bien por las razones que emanan del número de las estructuras que se estudien; pero se insiste en la necesidad de detectar desde la etapa de estudio previo aquellos casos por alguna razón especiales que sean merecedores de estudios detallados; dentro de éstos quedan, como es natural, prácticamente todos los casos de reconstrucción de taludes fallados.

## VI-2 TIPOS DE FALLAS MÁS COMUNES EN LOS TALUDES DE LAS VIAS TERRESTRES

Se presentan a continuación las fallas más comunes de los taludes en las vías terrestres. En primer lugar, se distinguen las que afectan principalmente a las laderas naturales, de las que ocurren sobre todo en los taludes artificiales.

En todo momento se deberá tener en cuenta que no se intenta tratar temas conectados con la mecánica de las rocas; por lo tanto sólo ocasionalmente se tratarán fallas en taludes constituidos por ellas; se considera que el estudio de los taludes en roca está fuera de los alcances de esta obra, que requiere conocimientos y metodología específicos y que deberán buscarse dentro de aquella especialidad.

No es fácil diferenciar todos los tipos de fallas de taludes merecedores de ser recordados por los ingenieros de amplia experiencia en el tema; más difícil aún puede ser el intento de clasificar racionalmente tales fallas; dicha tarea se intenta en las páginas siguientes de este párrafo, pero es seguro que el ensayo de agrupación a que se llegue resultará incompleto a los ojos de muchos especialistas, quienes deberán completarlo con su propia experiencia y su propio criterio.

Los factores de que dependen la estabilidad de las masas de tierra se pueden agrupar como se muestra en la tabla VI-1, inspirada muy de cerca en la Ref. 1.

TABLA VI-1

### Factores de que depende la estabilidad de los taludes en suelo

#### a. Factores geomorfológicos

- a.1 Topografía de los alrededores y geometría del talud.
- a.2 Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.



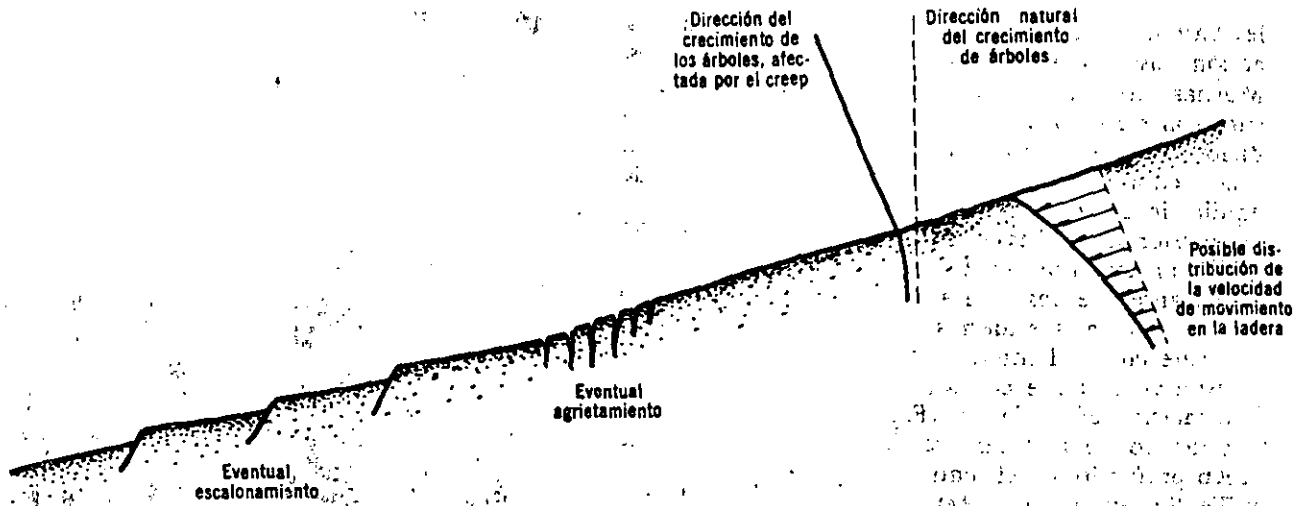


Figura VI-3. Signos del deslizamiento superficial.

mientos, escalonamientos, rotura de muros, de bardas y de cualesquiera estructuras longitudinales que puedan existir.

Todos estos signos exteriores ayudan a localizar creeps al ingeniero experimentado que los busque con acuciosidad, pero el auxilio más importante en este aspecto proviene, una vez más, del uso sistemático y cuidadoso de los pares de aerofotografías y de su fotointerpretación. Aun para ojos no muy avezados, el creep resalta fácilmente durante estos estudios por la peculiar configuración que adquiere la ladera que está deslizándose, similar al aspecto de un líquido muy viscoso en movimiento. Es difícil que aun la vegetación y otros inconvenientes de la simple exploración superficial alcancen a disimular el fenómeno en la fotografía aérea vista con estereoscopio.

Localizado el creep, no se debe vacilar en cambiar el trazo de la vía terrestre, evitando sus problemas; pues no existe por el momento, ya se dijo, ningún remedio confiable contra este tipo de falla. De

no evitarse el problema, los cortes y terraplenes de la vía terrestre estarán en continuo movimiento, con todos los inconvenientes de capacidad de servicio y aspecto que esto representa, con elevados costos de conservación y con el riesgo, siempre inminente, de que se produzcan fallas de todo tipo, originadas por el propio deslizamiento superficial.

#### A-2 Fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa, generalmente relacionadas con perfiles geológicos desfavorables

Se refiere este título al tipo de fallas que se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo. Este tipo de fallas quizá es típico de laderas naturales en depósitos de talud o en otras formaciones análogas en cuanto a génesis geológica, formadas por materia-



Formación típica de depósitos de talud adosados a una plataforma de roca ignea masiva (zona de fallas de la autopista Tijuana-Ensenada).



Vista panorámica de una falla por deslizamiento lento de un depósito de talud, sobre una superficie previamente formada.

les bastante heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales. Muchas veces aparecen en el contacto de estos depósitos con otros subyacentes, más firmes. En tales condiciones, ha de pensarse que la ladera se formó con una inclinación que no puede exceder mucho la de equilibrio crítico y por ello es lógico pensar que en el interior de la masa existan fuertes tendencias al deslizamiento, que se traducirán en deformaciones importantes de los suelos afectados. Dado el largo tiempo que tales esfuerzos gravitacionales actúan en los materiales del interior de la ladera, la resistencia al esfuerzo cortante podrá degradarse por procesos de deformación acumulativa (Fig. VI-2) y en ciertas zonas dentro de la ladera se desarrollarán estados de creep profundo, en el sentido utilizado por Goldstein y Ter-Stepanian en la Ref. 6. Según estos autores, se desarrollan estados de deformación continua muy lenta en aquellas zonas del interior de la ladera en que existan concentraciones locales de esfuerzos cortantes.

En tales condiciones, la ladera puede deformarse durante largo tiempo, hasta que, eventualmente, tal acumulación de deformación produzca la ruptura del suelo y la formación de una superficie de falla generalizada en el interior de la propia ladera. Es lícito pensar que la degradación de la resistencia por deformación (Fig. VI-2) desempeñe un papel importante en el mecanismo de formación de la superficie de falla así como los efectos de falla progresivos (ver párrafo VI-4 de este mismo capítulo) pues es lógico que la ruptura se produzca primeramente en las zonas de mayor concentración de esfuerzos actuantes, ocasionándose redistribuciones de éstos y la propagación de la propia superficie de falla. A reserva de insistir posteriormente en este importante punto, se puede dejar establecido desde ahora que sería la resistencia residual del suelo la que habría que considerar como disponible en estas fallas, por los niveles avanzados de deformación que las generan (capítulo I).

Una vez producida la superficie de falla podrá ocurrir un deslizamiento rápido de las masas afecta-



Otro aspecto de la deformación lenta sobre una superficie de falla. (Autopista Tijuana-Ensenada.)

das, o la tierra sobre la superficie de falla podrá permanecer en su posición, desde luego en un estado no muy alejado del equilibrio límite o crítico. Ello dependerá, primordialmente, de la inclinación de la superficie de falla formada y, en menor grado, de las restricciones que creen al deslizamiento las heterogeneidades e irregularidades de forma y materiales que puedan existir a lo largo de la superficie de falla.

En principio, el caso se puede concebir como algo similar al equilibrio de un cuerpo sobre un plano inclinado. De hecho, la superficie de falla típica de un proceso de deformación acumulativa es de forma casi plana (Fig. VI-4). A ello pueden contribuir varios factores, de los que el primero y más importante quizá sea la geología de la zona, pues en una ladera natural las estratificaciones tienden a seguir la forma de la frontera exterior de la ladera. Además, los procesos de deformación lenta anteriores a la falla estimulan más bien la generación de mecanismos de



Otra vista del efecto de la deformación lenta sobre una superficie de falla previamente formada. (Autopista Tijuana-Ensenada.)



Apariencia de la superficie de falla tal como se ve en la masa del pie en una de las grandes fallas de la autopista Tijuana-Ensenada.

resistencia del tipo friccionante puro, lo que también contribuirá a la generación de planos de deslizamiento. Si la inclinación del plano es superior al ángulo de fricción que pueda atribuirse a la masa deslizante respecto a las masas fijas, que será algún valor en el orden del ángulo de resistencia residual del suelo, la masa deslizará, pero si la inclinación de la superficie de falla es del orden del ángulo de resistencia residual (o algo mayor, contando con las restricciones locales al deslizamiento que se desarrollen en la propia superficie de falla), la masa "desprendida" podrá permanecer en su posición o moverse muy lentamente ladera abajo a lo largo de la línea de ruptura.

Los autores piensan que mecanismos como los que antes se mencionan son muy frecuentes en las laderas naturales. Dondequiera que por influencia de la geología local (sobre todo por la disposición de los contactos entre depósitos de talud o materiales residuales intemperizados, con capas subyacentes mucho más firmes) o por cualquier causa (quizá no comprendida), la superficie de falla se haya producido con la inclinación apropiada, la masa permanecerá en su posición, aunque bajo ella exista, ya formada, una superficie de deslizamiento. Así puede pasar mucho tiempo, hasta que un día el ingeniero haga un corte o construya un terraplén en esa ladera, con lo que fácilmente romperá un equilibrio precario y se echará encima un problema que suele ser de graves consecuencias, al comenzar a moverse grandes masas de tierra sin motivación aparente. Los autores también piensan que un gran número, quizá mucho mayor de lo que generalmente se piensa, de los grandes deslizamientos de tierras que se producen en las vías terrestres que se desarrollan sobre laderas naturales ocurren sobre superficies de falla formadas mucho antes de que, con su obra, el ingeniero rompiera el equilibrio preexistente.

La Fig. VI-4 (Ref. 7) muestra una falla real del tipo descrito. Se trata de un gran deslizamiento de masas no consolidadas de depósitos de talud situados sobre formaciones de roca arenisca muy sana.



Otra vista del afloramiento de una superficie de falla en la autopista Tijuana-Ensenada.

La inclinación media de la superficie de falla es de unos  $15^\circ$ , siendo quizá  $13^\circ$  el valor que se pueda atribuir al ángulo de resistencia residual de los depósitos de talud.

El nivel freático y en general la presencia de agua en los materiales en la proximidad de la superficie de falla desempeñan un papel fundamental en la estabilidad y, de hecho, hacen algo más complejo el mecanismo que se ha descrito para la generación de estas fallas.

### A-3 Flujos

Se refiere este tipo de falla a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un líquido viscoso. La superficie de deslizamiento o no es distinguible o se desarrolla durante un lapso relativamente breve; es también frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico.

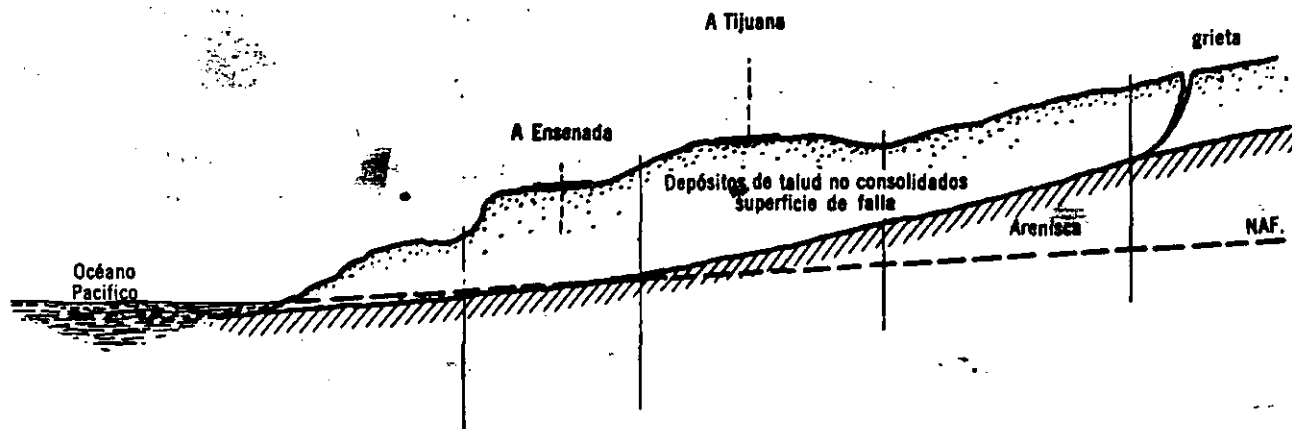


Figura VI-4. Superficie de falla formada en una ladera natural.

El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas; son frecuentes los flujos en lodo.

Siguiendo la importante Ref. 8, en esta obra los flujos se dividirán en dos grandes grupos, según resulte preponderante o no en su generación el agua contenida por los materiales envueltos en el fenómeno. Así, se distinguirá el flujo en materiales relativamente secos y el flujo en materiales húmedos, o el caso extremo de flujo de lodos.

**A-3.a Flujo en materiales relativamente secos**

En este grupo quedan comprendidos, en primer lugar, los flujos de fragmentos de roca, desde los muy rápidos (avalanchas) hasta los que ocurren lentamente. Estos movimientos pueden explicarse en términos de la falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca y, consecuentemente, afectan siempre a grandes masas de fragmentos y suelen ser de catastróficas consecuencias. Se ha dicho (Ref. 8) que el aire atrapado entre los fragmentos, comprimido bajo fuertes presiones, pudiera desempeñar un importante papel en la génesis del flujo, a través de mecanismos análogos a aquellos por los que manifiesta su influencia la presión de poro en el agua. Es probable que en todos los casos el verdadero flujo de los fragmentos se origine a partir de un deslizamiento convencional en la roca o de un gran desplome de rocas, provenientes de formaciones más sanas, ladera arriba del lugar en donde existen grandes depósitos de fragmentos; en todo caso, para que se llegue a un verdadero flujo de fragmentos de roca será preciso que éstos existan en depósitos de gran espesor y volumen muy considerable.

En segundo lugar, los flujos en suelos relativamente secos han ocurrido en "loess", asociados muchas veces a temblores. En este caso, aparentemente, el efecto del temblor fue causar una muy rápida destrucción de la estructura del material, produciendo una verdadera licuación, pero con el aire jugando el



**Flujo de suelo relativamente seco.**

papel que en estos fenómenos por lo común corresponde al agua.

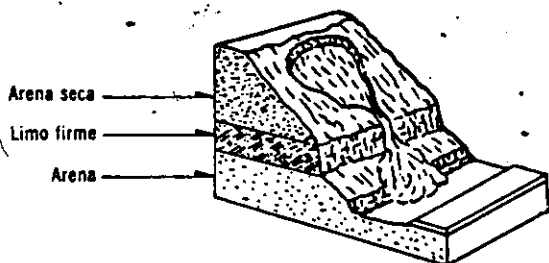
Fenómenos similares se han registrado en arenas secas.

La Fig. VI-5 (Ref. 8) muestra la forma típica de estos deslizamientos.

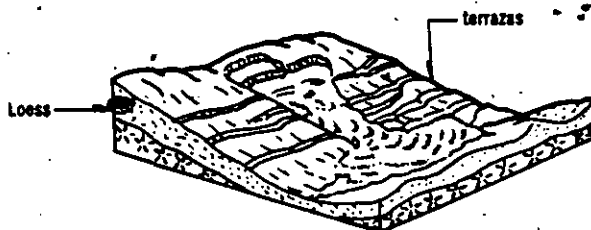
**A-3.b Flujos en materiales húmedos. Flujos de lodos**

Se trata ahora de flujos que requieren una proporción apreciable de agua contenida en el suelo, la cual desempeña un papel en la génesis y naturaleza de la falla; existe amplia graduación en la cantidad de agua que pueden contener los materiales, así como en el papel que ésta llega a tener en el desarrollo de la falla. La Fig. VI-6 (Refs. 8 y 9) muestra algunos croquis de deslizamientos típicos de esta naturaleza.

Los flujos en materiales húmedos se denominan flujos de lodo cuando es muy elevado el contenido de agua de los materiales, por lo menos en la zona de fluencia, pero naturalmente no hay una distinción clara entre los "flujos de tierra" y los "flujos de lodo". A veces se habla también de "flujo de detritus", cuando el material que fluye contiene porcen-



**Flujo de arena (rápido a muy rápido)**



**flujo de loess (seco) (causado por sismo, muy rápido)**

**Figura VI-5. Flujos en suelos secos (Ref. 8).**

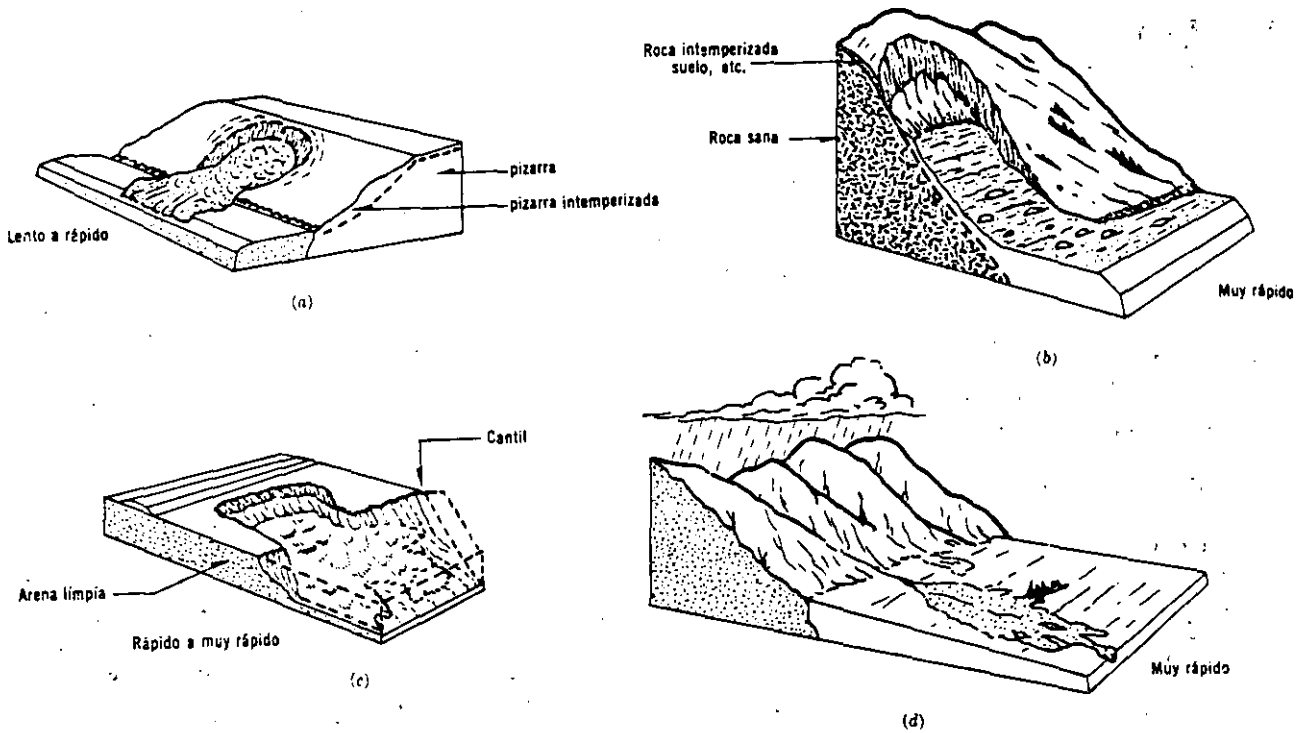


Figura VI-6. Flujos en materiales húmedos (Refs. 8 y 9).

taje apreciable, del orden de un 50% por lo menos, de gravas, boleos o fragmentos de roca, embebidos en la matriz de suelo más fino, tal como es común que suceda en los depósitos de talud o en muchas laderas de suelo residual.

Los flujos de tierra (en materiales térreos no demasiado húmedos) se desarrollan típicamente en el pie de los deslizamientos de tipo rotacional en el cuerpo del talud, que se describen más adelante, y a veces ocurren en forma extraordinariamente rápida, como movimiento secundario del deslizamiento que tuvo lugar primeramente (Ref. 10). Estos flujos de tierra por lo común retienen mucha de la vegetación original, así como la estratigrafía y aspecto general de la formación en la que ocurrió el deslizamiento primario.



Un flujo en materiales húmedos.

En otras ocasiones los flujos de tierra ocurren con independencia de cualquier otro deslizamiento anterior. En tal caso son movimientos cuya velocidad puede variar entre límites muy amplios y que se refieren sobre todo a materiales plásticos húmedos o a suelos friccionantes muy finos. Por lo general la falla sigue a aumentos significativos en el contenido de agua de los materiales y al desarrollo de presiones importantes en esa agua. En el caso de suelos plásticos el flujo puede continuar en forma lenta durante largo tiempo. En arcillas muy sensibles se han registrado flujos a contenido de agua constante, por disminución de la resistencia al esfuerzo cortante debida a la degradación estructural por deformaciones tangenciales (Ref. 3).

Los flujos de tierra en suelos granulares finos son típicos de formaciones costeras y se asocian generalmente a la erosión marina y a fluctuaciones repetidas de la presión de poro debidas a la ascensión y el descenso del nivel del agua con las mareas (Ref. 11). Se originan con procesos análogos a la licuación.

En los flujos de lodo, el deslizamiento ocurre en materiales finos con muy alto contenido de agua. La falla produce una completa perturbación estructural. La forma típica del deslizamiento es análoga al avance de un glaciar y la velocidad de desplazamiento puede variar desde unos pocos centímetros por año (casos reportados en la Ref. 9) hasta la correspondiente a deslizamientos catastróficos (Ref. 8). En flujos lentos es común que en la velocidad del movimiento influyan mucho las variaciones estacionales del clima, en tanto que los flujos rápidos suelen se-



Un flujo de lodo.

guir a épocas de violenta precipitación pluvial. Los movimientos lentos suelen ocurrir en materiales arcillosos fisurados o finamente interestratificados con capas delgadas de arena con alto contenido de agua (Ref. 12); ocurren a lo largo de superficies no muy profundas y con inclinación media que, naturalmente, no puede apartarse mucho del valor del ángulo de resistencia residual del suelo.

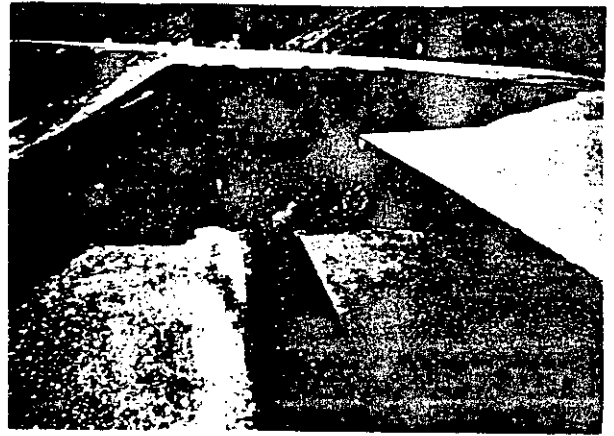
Los flujos de lodo muy rápidos se presentan muchas veces en laderas de las que se ha removido la cobertura vegetal por alguna razón y suelen comenzar en muy modestas proporciones, creciendo rápidamente con un poder de transporte del suelo sobre el que pasa que parece fuera de proporción con su importancia inicial; de esta manera se pueden desencadenar auténticos ríos de lodo, capaces de causar verdaderas catástrofes. Sin duda su génesis debe incluir fenómenos de licuación de suelos.

Los flujos de detritus se producen por disminución de resistencia al esfuerzo cortante de la matriz fina de tales formaciones; la masa móvil se rompe en fragmentos cada vez menores a medida que avanza ladera abajo.

## B Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes artificiales

### B-1 Falla rotacional

Se describen ahora los movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamiento a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud, interesando o no al terreno de cimentación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material. La resistencia que se debe considerar en cada caso particular es una cuestión importante que se tratará por separado en páginas subsiguientes de este capítulo; por el momento, basta decir que la re-



Efecto de una falla rotacional en la corona de un camino.

sistencia que se supone superada al producirse una falla rotacional es generalmente la resistencia máxima, en el sentido que se utiliza en el capítulo I de esta obra. Así pues, en el interior del talud existe un estado de esfuerzos cortantes que vence en forma más o menos rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce la falla. Estos movimientos son típicos de los cortes y los terraplenes de una vía terrestre.

No se excluye la posibilidad de que existan fenómenos de creep profundo (Ref. 6) en la fase inicial de una falla de esta naturaleza, pero su importancia práctica será ahora más pequeña. De hecho, se puede afirmar que aun los deslizamientos más rápidos de tierra van siempre precedidos de movimientos, agrietamientos y, en general, de señales de que la relación esfuerzo-resistencia está evolucionando desfavorablemente en el interior del talud. En este sentido, es típica la formación de grietas en la corona del talud.

En cambio, es probable que en el desarrollo de estas fallas desempeñen un papel muy importante los mecanismos de falla progresiva que puedan tener lugar a lo largo de la futura superficie de deslizamiento.



Camino destruido por una gran falla rotacional (camino Toluca-Morelia).



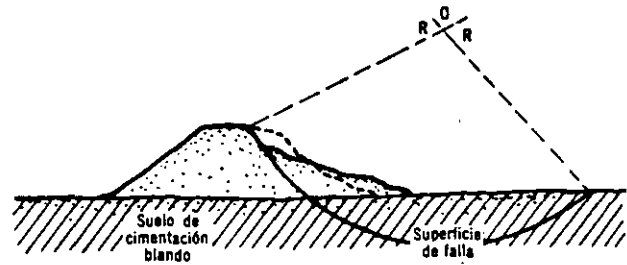
Aspecto típico de la corona de una falla rotacional.

Las fallas del tipo rotacional pueden producirse a lo largo de superficies de fallas identificables con superficies cilíndrica o concoidales cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia (por lo menos con razonable aproximación, la cual, como se verá, resulta muy conveniente en el momento en que se desee establecer algún modelo matemático de la falla, que permita un cálculo numérico) o pueden adoptar formas algo diferentes, en las que por lo general influyen la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales.

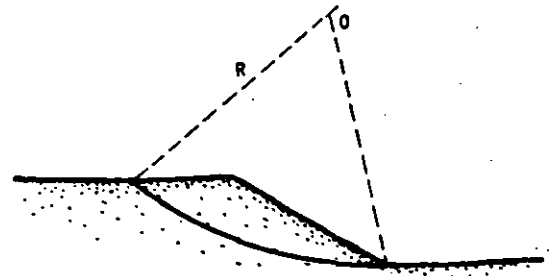


Falla rotacional por el pie del talud (autopista Puebla-Orizaba).

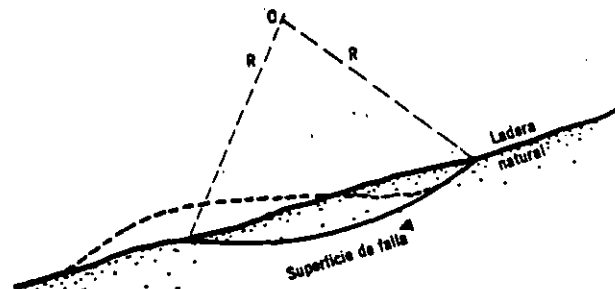
La Fig. VI-7 muestra el perfil de algunas fallas típicas del tipo rotacional.



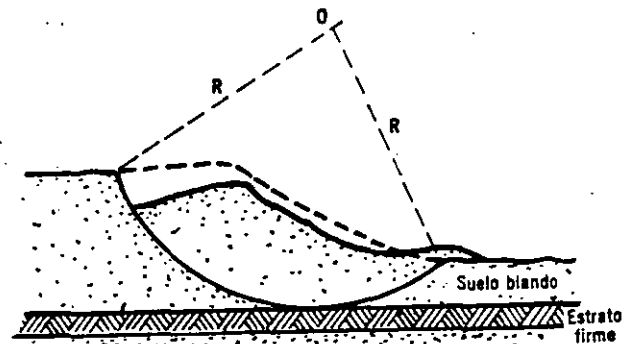
a) Falla de base.



b) Falla por el pie del talud.



c) Falla superficial.



d) Falla limitada por un estrato firme.

Figura VI-7. Fallas rotacionales. Secciones típicas.

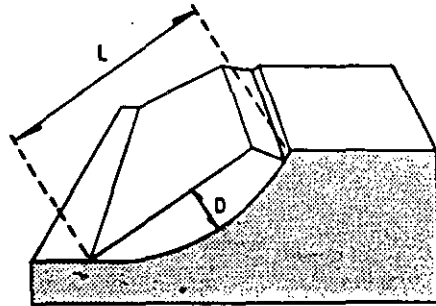
Desde luego las fallas rotacionales de forma circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor (hablando sólo del mismo, sin considerar el terreno de cimentación) cuanto más escarpado sea aquél. Aunque el ingeniero asocia las fallas rotacionales circu-

lares con los cortes y terraplenes que él construye, son también comunes en laderas naturales de materiales homogéneos y finos (muchas veces en las formadas por arcillas sobreconsolidadas); cuando las laderas son muy tendidas, las superficies de falla pueden desarrollarse con poca profundidad (parte e de la Fig. VI-7). Las fallas rotacionales circulares pueden ser de cuerpo de talud o de base; las primeras se desarrollan sin interesar al terreno de cimentación, en tanto que las segundas se desarrollan parcialmente en él.

Al ocurrir las fallas circulares pueden afectar a masas muy anchas, en comparación con las dimensiones generales de la falla, en cuyo caso dan lugar a verdaderas superficies cilíndricas, o pueden ocurrir en forma concoidal, con un ancho pequeño comparado con su longitud (Fig. VI-8). En esta figura se muestra también una perspectiva de una falla típica, la que se aprovecha para introducir la nomenclatura usual).



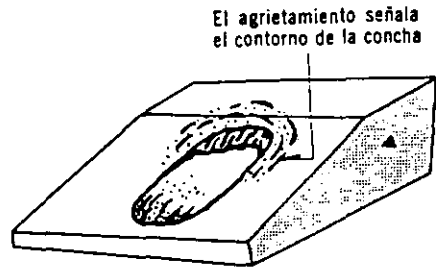
Falla rotacional de base. Obsérvese la salida de la superficie de falla al pie del talud.



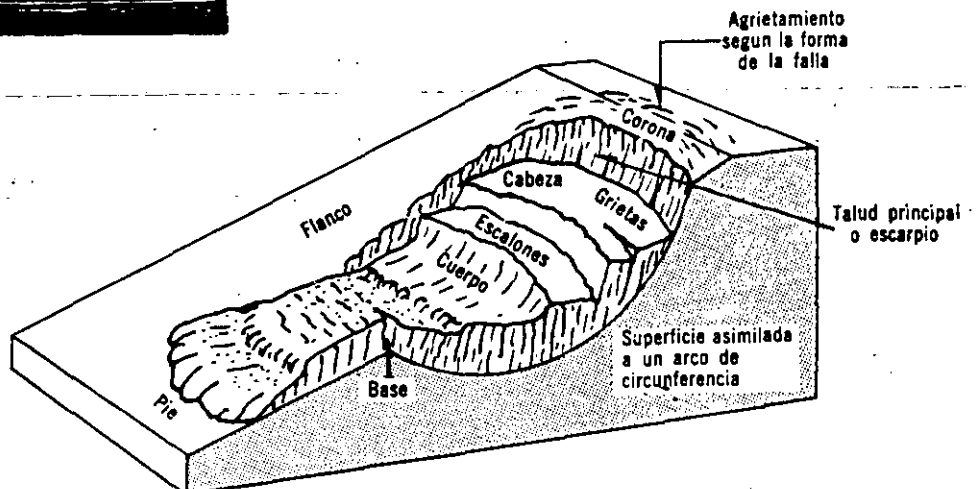
a) Falla de frente amplio.



Falla rotacional.



b) Falla concoidal.



c) Nomenclatura de una zona de falla circular.

Figura VI-8. Tipos de fallas rotacionales.



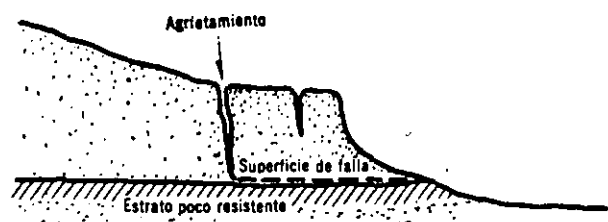


Otro ejemplo de una gran falla rotacional (cortesía de T. Smith, del Laboratorio del Dpto. de carreteras de California, U. S. A.).

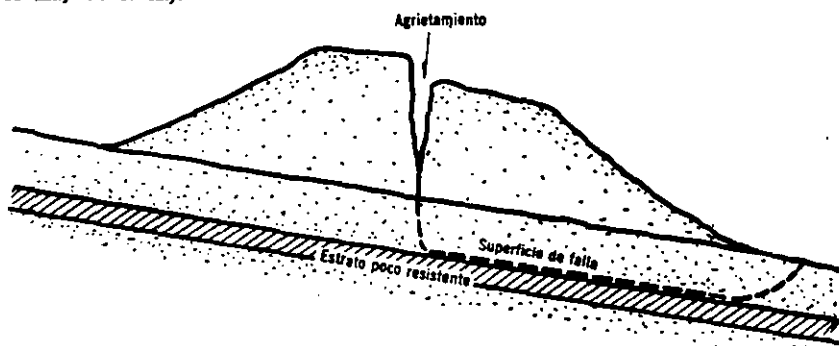
Las fallas rotacionales de forma distinta a la circular típica parecen estar asociadas sobre todo a arcillas sobreconsolidadas, que se presentan en taludes no homogéneos, por diferencias en la meteorización, por influencia de la estratificación o por otras causas que se reflejen en discontinuidades o en desorden estructural en el talud. Son, por lo tanto, típicas de cortes. Ocurren siempre acompañadas de gran fragmentación de los materiales involucrados (Ref. 8).

La forma de la superficie de falla, que es siempre curva en estos casos, sólo idealizadamente se puede considerar circular o formada por lo menos en parte por arcos de circunferencia, tal como hasta ahora se ha mencionado. Esta es una suposición que conviene hacer, sobre todo con fines de cálculo, según se verá más adelante. En realidad está influida por fallas, juntas, contactos y otras discontinuidades de los materiales. Este hecho es especialmente notable en suelos residuales, como se verá luego.

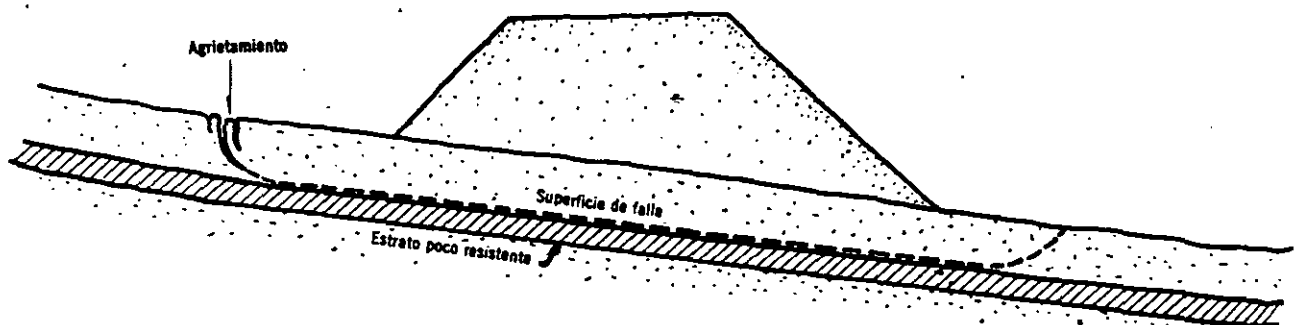
Producido el deslizamiento, la cabeza de la falla puede presentar taludes casi verticales, por lo que tenderán a producirse nuevas fallas, si el ingeniero no



a) En bloque.



b) Falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural.



c) Desprendimiento superficial.

Figura VI-9. Fallas traslacionales.

interviene oportunamente; este mismo efecto se presenta a veces en los costados de la falla.

## B-2 Falla traslacional.

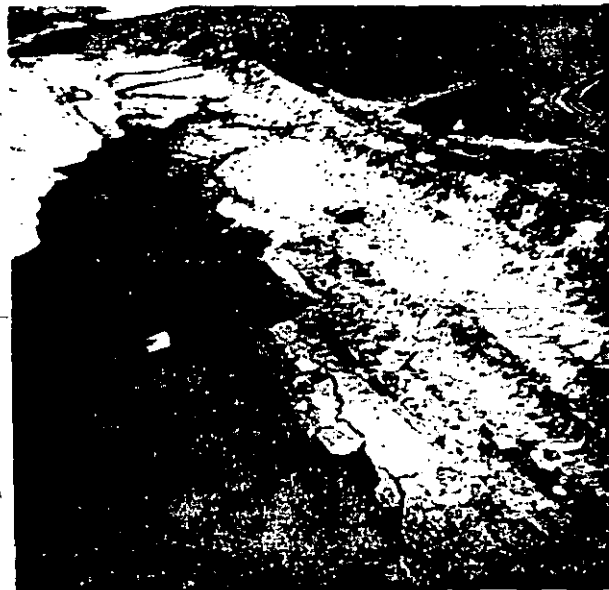
Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por dos cantiles, por lo general formados por agrietamiento.

Los estratos débiles que fomentan estas fallas son



Ejeto de una falla traslacional.



Desarrollo de una falla traslacional. (Cortesía de T. Smith, del Dpto. de Carreteras de California, U. S. A.)

por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias en la región.

Las fallas del material en bloque (parte *a* de la Fig. VI-9) muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial (parte *c* de la Fig. VI-9) son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos producto de meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión (Ref. 13).

## B-3 Fallas con superficie compuesta

Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuestas en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares.

En general, estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud. La falla que se muestra en la parte *d* de la Fig. VI-7 se puede considerar de este tipo o simplemente circular, un tanto al gusto del ingeniero que la clasifique. En general, es el predominio de las partes circulares o planas el que sirve para clasificar la falla como rotacional o traslacional, quedando la categoría de falla compuesta para los casos en que ambas curvas se reparten más o menos por igual.

En general, cuanto menor sea la profundidad a que la heterogeneidad aparezca (fallas, juntas, un estrato débil, etc.) mayor será la componente traslacional en la falla.

La Fig. VI-10 muestra un croquis de una falla típica de esta naturaleza.

Las fallas compuestas suelen producir la distorsión de los materiales, que es típica de las fallas circulares (Ref. 14 y 15).

## B-4 Fallas múltiples

Se trata ahora de estudiar aquellas fallas que se producen con varias superficies de deslizamiento, sean simultáneas o en rápida sucesión. Conviene distinguir las fallas sucesivas y las regresivas (Fig. VI-11). Ambas son comunes en laderas naturales en las que se practica un corte.

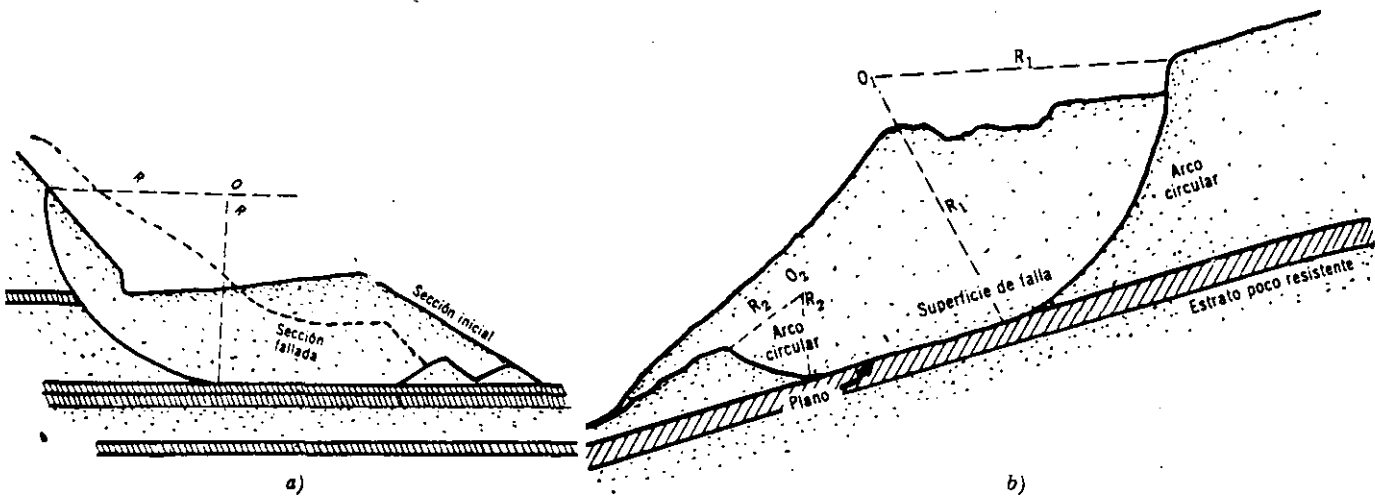
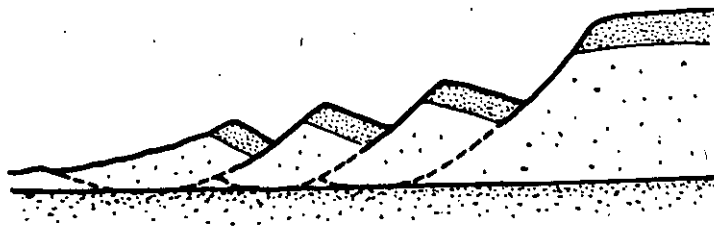
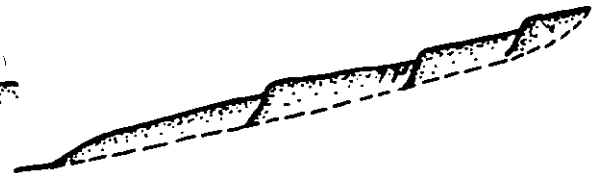


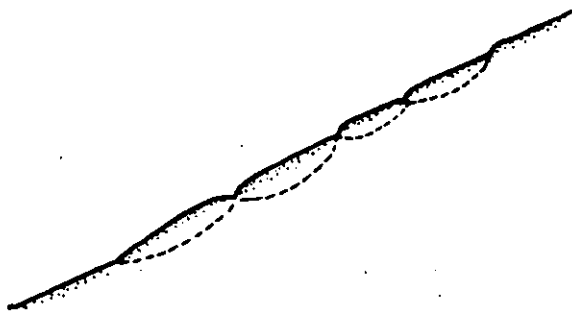
Figura VI-10. Fallas compuestas.



a) Falla regresiva rotacional.



b) Falla regresiva traslacional.



c) Fallas sucesivas.

Figura VI-11. Fallas múltiples.

Las fallas regresivas se forman a partir de una primera (la situada más ladera abajo), por la inestabilidad en que sucesivamente van quedando las zonas de cabeza de cada falla que se forma. Todas las superficies de falla suelen concurrir a una superficie fundamental. Pueden existir de tipo rotacional o traslacional (partes a y b de la Fig. VI-11).

Las fallas rotacionales regresivas ocurren con frecuencia en regiones de topografía movida o escalonada, en que existan importantes fenómenos de erosión (Ref. 9), especialmente si existen estratos gruesos de arcillas sobreconsolidadas, fisuradas o de lutitas, sobreyacidos por espesores grandes de roca o suelos firmes.

Las fallas traslacionales regresivas ocurren en capas superficiales y muchas veces también se asocian a arcillas fisuradas y lutitas. Parece que cuanto más cohesivo sea el material menos unidades tienden a formarse en la masa deslizante. (Refs. 9 y 16.)

Las fallas sucesivas (parte c de la Fig. VI-11) suelen consistir en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales. Son características de las últimas etapas de degradación en laderas de arcilla sobreconsolidada o fisurada (como la arcilla de Londres, Ref. 9, en la que se forman en laderas con inclinaciones hasta de 8°). A veces las fallas forman un escalonamiento sumamente regular.



Una falla rotacional regresiva en roca fracturada.

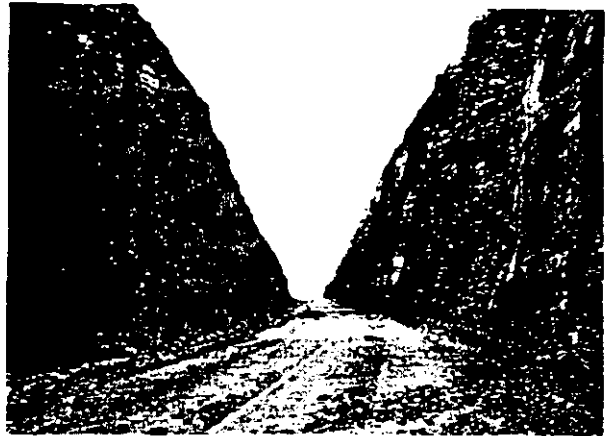
### C Derrumbes y caídos

Estas fallas son típicas tanto de las laderas naturales como de los cortes practicados en aquéllas. A veces suceden también en otros lugares fuera de las vías terrestres propiamente dichas, pero ejerciendo cierta influencia sobre éstas; tal, por ejemplo, es el caso de los derrumbes que pueden ocurrir en la orilla de un río, como consecuencia de la erosión de la corriente.

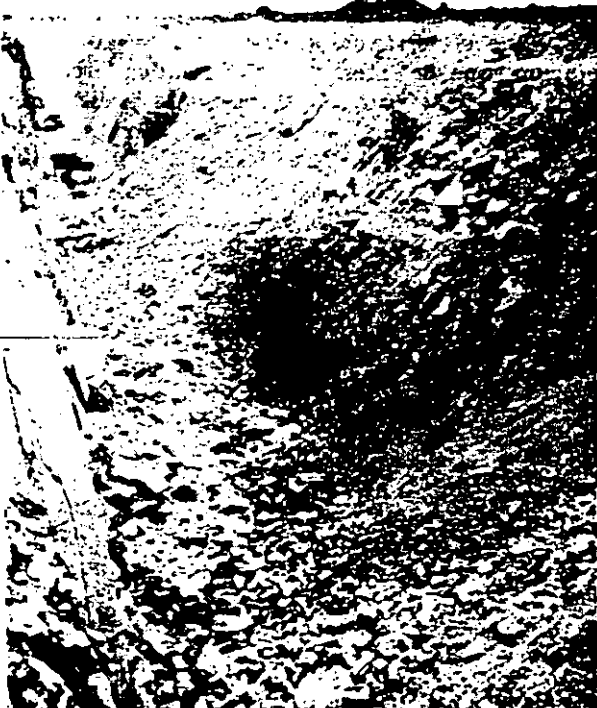
Por lo general consisten en desprendimientos locales de no muy grande volumen, aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que se deben clasificar como derrumbes. En estas fallas no puede hablarse de una superficie de deslizamiento, y el desprendimiento suele estar predeterminado por las discontinuidades y fisuras preexistentes. Suele suceder que éstas se abran al construirse el corte y que su frente quede sin el anterior confinamiento lateral, lo que da ocasión a que se aflojen los fragmentos, actúen presiones hidrostáticas del agua acumulada y otros efectos indeseables.



Formación de calizas que propicia caídos y derrumbes (carretera Puebla-Orizaba).



Formación en dolomitas fragmentadas que propician caídos.



Un gran derrumbe en un corte para ferrocarril. (Via férrea Viborillas, Villa de Reyes.)



Un caído de fragmentos de roca.

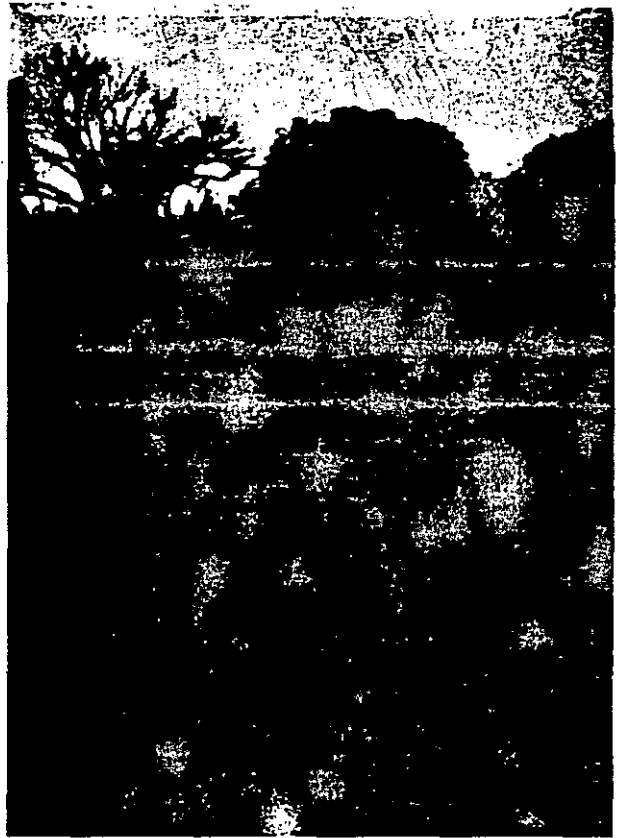
Los derrumbes y caídos están siempre asociados a cantiles o cortes escarpados y con mucha frecuencia a las arcillas fuertemente sobreconsolidadas, excluyendo las rocas. (Refs. 17 y 18.)

**D Otros tipos de fallas, no directamente asociadas a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos**

Se desea tratar en este apartado tres tipos especiales de fallas, cuyo mecanismo no depende, por lo menos directa y casi exclusivamente, de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esto no quiere decir que tan importante propiedad no influya en mayor o menor grado en la generación y desarrollo de estas fallas.

Se mencionará en primer lugar a las fallas por erosión, tan frecuentes y dañinas en los terraplenes y cortes en las vías terrestres. Se trata del resultado del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el talud. El viento y el agua (lluvia o escurrimiento superficial) son los agentes cuyos malos efectos el ingeniero ha de intentar contrarrestar con mayor frecuencia en las vías terrestres. La falla se manifiesta en irregularidades, socavones y canalizaciones en el plano del talud, originalmente regular; si no se detienen con las normas que más adelante se tratan, estos defectos podrán progresar hasta la eventual destrucción del talud, en el caso de un terraplén, o hasta atacar profundamente un corte, con consecuencias a veces muy graves; en este último caso, resulta muy difícil distinguir las fallas de erosión típicas del ataque a los materiales de un corte por meteorización o descomposición química, que a veces desempeñan un papel tan importante en la estabilidad de cortes de roca con juntas rellenas de suelo o en cortes practicados en arcillas fuertemente sobreconsolidadas, lutitas, pizarras metamorfizadas, etc.

En segundo lugar conviene mencionar las fallas por tubificación (Refs. 18 y 19), que si bien no se consideran frecuentes en las vías terrestres, quizá han sido causa de mayor número de problemas de lo que usualmente se estima. La situación típica que expone



**Erosión por lluvia de un terraplén arenoso no protegido. (Carretera Villa Cardel, Veracruz.)**

un terraplén a la tubificación es que por algún motivo aquél embalse agua durante un lapso considerable, suficiente para que se establezca un flujo a su través. Que el terraplén embalse es, sin duda, una condición que se presenta con relativa frecuencia (cruce por zonas pantanosas, vasos de presas, zonas de inundación de ríos, esteros, etc.), pero seguramente es bastante más raro que el terraplén de una vía



**Efecto de la erosión de una corriente fluvial.**



**Efecto de la erosión. Nótese que al perderse material en el pie del talud y en su cuerpo, comienza a desarrollarse una falla rotacional.**

terrestre quede durante mucho tiempo expuesto a la acción de agua en sus dos taludes, con tirante diferente y desnivel importante, de manera que pueda establecerse un flujo con gradiente hidráulico suficientemente alto para generar problemas de tubificación. En el apéndice que figura al final de este libro (párrafo A-11) se establece el orden de magnitud de los valores del gradiente hidráulico que han de presentarse para que llegue a constituirse un problema de tubificación; en el mismo apéndice se dan normas para cuantificar dicho gradiente a partir de la red de flujo que se trace a través del terraplén.

En el capítulo III de este libro se insistió en lo mucho que influye en el riesgo de tubificación la naturaleza de los materiales que forman el terraplén. La tabla III-1 resume mucho de la experiencia estadounidense al respecto.

La tubificación comienza cuando hay arrastre de partículas de suelo en el interior de la masa por efecto de las fuerzas erosivas generadas por el flujo de agua. Una vez que las partículas empiecen a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales, por los que el agua circula a mayor velocidad, con mayor poder de arrastre, de manera que el fenómeno de tubificación tiende a crecer continuamente una vez que comienza, aumentando siempre el diámetro de los canales que se van formando en el interior del terraplén. Otra característica curiosa del fenómeno es que, comenzando en el talud aguas abajo, progresa hacia atrás, es decir hacia el interior del terraplén. El límite del fenómeno es el colapso del bordo, al quedar éste surcado por huecos de diámetro suficiente para afectar la estabilidad por disminución de sección resistente.

Un factor que contribuye mucho a la tubificación es la insuficiencia de compactación en el terraplén, cuando ésta afecta a suelos susceptibles (tabla III-1). Esta insuficiencia de compactación es común, sobre todo, en la vecindad de muros o superficies rígidas, tales como ductos o alcantarillas.

Teniendo en cuenta que las alcantarillas son lugares en donde es común que exista tirante de agua y en torno a los cuales es difícil compactar los suelos, se puede afirmar que constituyen los puntos críticos de la vía terrestre en lo que al problema de tubificación se refiere. Alrededor de ellas se deberá vigilar muy especialmente la susceptibilidad de los materiales que se empleen.

En tercer lugar se debe hacer referencia a las fallas por agrietamiento que tienen importancia especial en el caso de terraplenes.

Es seguro que en los terraplenes de las vías terrestres se puedan presentar agrietamientos tanto en el sentido transversal como en el longitudinal. Los primeros ocurrirán por asentamiento diferencial a lo largo del eje del camino y sólo serán de consideración en el caso de terraplenes construidos sobre suelos blandos, por ejemplo en zonas de transición con terreno de cimentación de mejor calidad o en lugares en que, por alguna razón, los asentamientos di-

ferenciales puedan ser particularmente grandes. Sin embargo, es difícil concebir que un caso de este tipo de agrietamiento se presente en forma peligrosa y sistemática. El agrietamiento longitudinal respecto al eje de la obra vial es mucho más frecuente o, por lo menos, mucho más frecuentemente perceptible; ocurre sobre todo por movimientos diferenciales de los hombros del terraplén y su parte central. Se manifiesta por la aparición de dos familias de grietas simétricas respecto al eje del camino, ubicadas en los hombros, incluso en las zonas extremas de la parte usualmente pavimentada; estas grietas continúan en forma casi ininterrumpida durante decenas o centenares de metros. Muchas veces esta forma de agrietamiento constituye un problema importante a cuya solución ha de avocarse el ingeniero, tanto por la magnitud de las grietas que se forman, como por el avance que el fenómeno pueda ir teniendo con el tiempo, hasta provocar la eventual destrucción del terraplén en conjunto. Todavía se discute cuál pueda ser la génesis de los más importantes fenómenos de agrietamiento longitudinal que se han reportado, pero parece ser que son causa importante los movimientos diferenciales por distinto grado de secado entre los materiales cercanos a los hombros y taludes.



Agrietamiento longitudinal anterior a la pavimentación del camino Escárcega-Chetumal.

del terraplén y los de la zona central del mismo, mucho menos expuestos a la evaporación solar.

La Fig. VI-12 ilustra la idea que se ha expuesto.

Originalmente existe un terreno de cimentación arcilloso, blando y compresible, probablemente situado en una zona plana o en hondonada, con nivel freático próximo a la superficie, sobre el cual se construye un terraplén. Supóngase que ese terraplén se construye con materiales finos, con fracción arcillosa importante, de manera que sean susceptibles de cambio de volumen al variar el contenido de agua. En tales condiciones la colocación del terraplén restringe la evaporación en un área, favoreciendo así la concentración de agua bajo el mismo; es de esperar que el nivel freático bajo éste incluso tienda a elevarse un poco.

Si el lugar que se considera es de acción climática intensa, en el sentido de tener una estación lluviosa abundante y concentrada y largos periodos de acción solar enérgica, será posible imaginar que al fin de la temporada de lluvias tanto el terreno de cimentación como el material del terraplén tengan alto contenido de agua, por acción combinada de los aportes naturales y de la capilaridad, de manera que cuando comience el periodo de sequía y la acción solar, debe producirse una fuerte evaporación en los suelos expuestos, que serán principalmente los de los hombros y taludes del terraplén (zonas rayadas de la Fig. VI-12); como consecuencia de tal evaporación, estos suelos tendrán una fuerte contracción volumétrica. Es difícil definir las fronteras entre estas zonas de intensa evaporación y la central, de suelos no afectados, pero en la Fig. VI-12 se han dibujado tentativamente con base en los datos de la Ref. 20, en la que se ofrece un primer estudio, quizá no concluyente, del problema. La consecuencia de tales deformaciones volumétricas diferenciales será la formación de dos zonas simétricas de agrietamiento, como las que se muestran en la Fig. VI-12.



Grietas longitudinales en un terraplén.  
(Carretera Apaseo-Irapuato.)

Aun actuando la evaporación solar, las partes centrales del terraplén se mantendrán protegidas y húmedas por capilaridad; esto explica que el efecto de los cambios volumétricos diferenciales se pueda presentar aun en terraplenes no protegidos por una car-

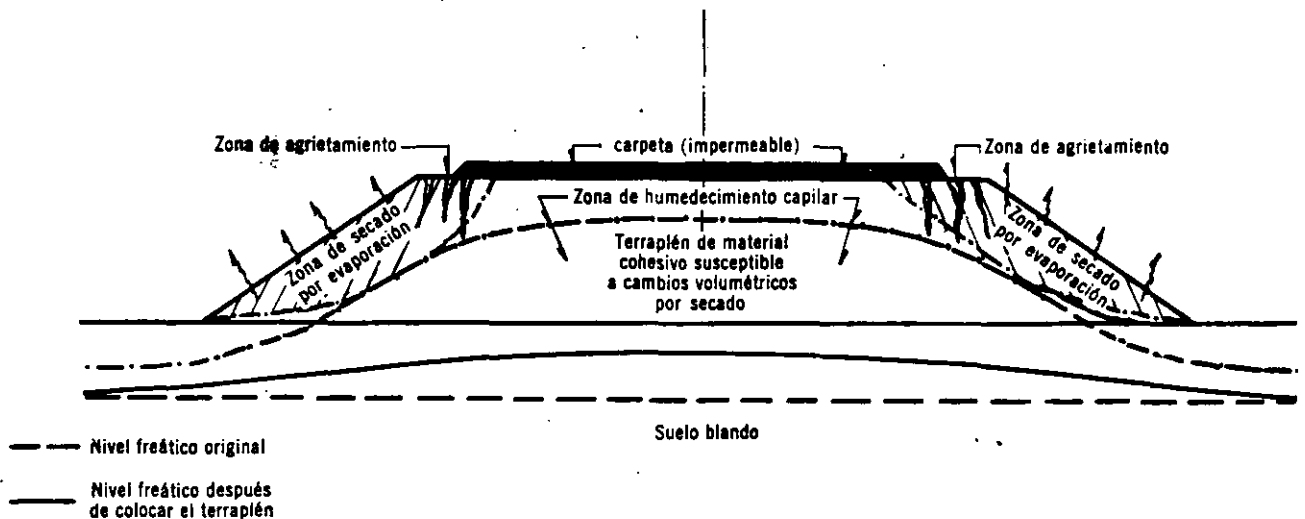


Figura VI-12. Mecanismo del agrietamiento longitudinal de terraplenes (Ref. 20).

eta mucho más impermeable, si bien ésta deberá contribuir a la intensidad del fenómeno.

El conjunto de suposiciones que se han hecho para este caso hipotético constituye, por cierto, el conjunto de circunstancias que suelen presentarse asociadas a los problemas de agrietamiento longitudinal.

Por otra parte, es cierto que el agrietamiento longitudinal también suele aparecer en lugares en que el terreno de cimentación es predominantemente arcilloso, blando y compresible. La sucesión de lluvias y sequías produce fuertes cambios volumétricos en este suelo, que se manifiestan en elevaciones y descensos de su nivel. No está claro el papel que este fenómeno pueda desempeñar en la formación de las grietas longitudinales y éste, es uno de los varios puntos que requieren investigación adicional en torno a este importante problema. En contrapartida, se han observado grietas longitudinales en terraplenes formados por material susceptible a cambios volumétricos por secado, pero cimentados en terreno de naturaleza más bien granular, probablemente poco propensos a cambios de volumen; en estas zonas, el agrietamiento longitudinal parece ser menos intenso.

Es indudable que la naturaleza de los materiales que forman el terraplén y sus condiciones de compactación deben tener enorme influencia en el desarrollo de las grietas. La Fig. VI-13 (Ref. 21) muestra la zona en que caen las curvas granulométricas de los suelos aparentemente más susceptibles al agrietamiento; aunque la evidencia de que se dispone dista de ser completa, parece que las arcillas inorgánicas con índice de plasticidad menor que 15 y con graduación dentro de la zona marcada en la Fig. VI-13 son más susceptibles al agrietamiento sobre todo cuando se compactan del lado seco, que otros suelos más finos o más gruesos. Las arcillas con índice de plasticidad mayor que 20, aunque sean más finas que las anteriores, aguantan mucha más deformación sin agrietarse.

Se han significado por su susceptibilidad al agrietamiento los suelos residuales con partículas gruesas de roca blanda, que se pulverizan durante la compactación. Estos suelos con frecuencia quedan compactados del lado seco, por la dificultad que hay para incorporarles agua. Es común encontrar que los te-

rraplenes agrietados se hayan compactado con contenidos de agua bastante más bajos que la humedad óptima de campo.

Narain (Ref. 22) reportó que si se compactan las arcillas a la humedad óptima de campo se aumenta substancialmente su flexibilidad, en relación con una compactación hecha con contenidos de agua 2% ó 3% abajo de dicho óptimo de campo; aumentos subsiguientes del contenido de agua parecen tener poca influencia. También se afirma en el mismo estudio que no existe una buena correlación entre las deformaciones que producen agrietamientos en un terraplén y las que se obtienen al hacer una prueba típica de compresión y expansión en el laboratorio, de manera que éste no es un índice confiable para juzgar las posibilidades de agrietamiento.

En el capítulo IV de este libro se mencionan algunos datos de interés para establecer la influencia de la compactación en la flexibilidad del terraplén que se obtenga.

### E Fallas por licuación

Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva (Ref. 18). Tal pérdida conduce al colapso a cualquier estructura vial edificada sobre o hecha de un material que entre en licuación.

Ya en el párrafo I-14' del capítulo I se mencionaron las dos causas a que puede atribuirse esa pérdida de resistencia: por incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y desarrollo correspondiente de presión de poro o, el que es el caso que realmente interesa en este momento, por desarrollo rápido de elevadas presiones en el agua intersticial, quizá como consecuencia de un sismo, una explosión, etc. Esta segunda causa se asocia a un colapso estructural rápido del suelo, cuyos vacíos, saturados de agua, tienden a reducirse, desarrollándose presiones en aquélla.

La licuación casi instantánea ha ocurrido en arcillas saturadas muy sensibles y en arenas finas sueltas, sobre todo en condición saturada.

Como ya se explicó en el párrafo III-2 del capítulo III, los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos, de estructura suelta, saturados. Estas características describen a las arenas finas y uniformes y a los suelos finos no plásticos, o sus mezclas. Las arenas sueltas con  $D_{10} < 0.1$  mm y coeficiente de uniformidad  $C_u < 5$  y los limos con índice de plasticidad menor que 6 son los materiales más peligrosos, tanto formando parte del cuerpo del terraplén, como en el terreno de cimentación.

Las fallas por licuación en arcillas se han reportado siempre (Refs. 23 y 24) asociadas a arcillas marinas emergidas por la recuperación isostática de los continentes y lavadas con posterioridad, con lenta sustitución del agua salada originalmente contenida en sus poros por agua dulce, lo que provoca intercambios catiónicos (pérdida de iones sodio) que propician la disminución de la resistencia al esfuerzo

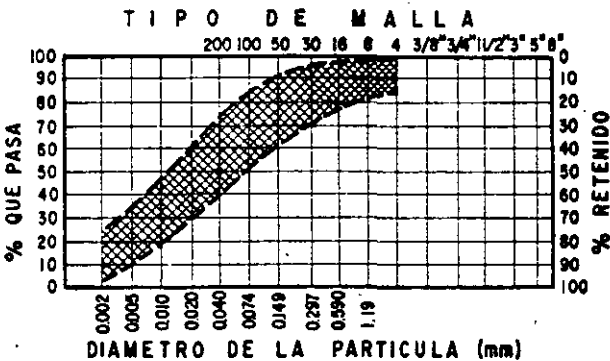


Figura VI-13. Granulometría de los suelos más susceptibles de agrietamiento.



cortante y un gran aumento en su sensibilidad. Esta menor resistencia conduce a un menor margen de seguridad en los taludes que se forman en estos suelos, que fallan sin causa aparente. En la falla, la arcilla se remoldea hasta llegar a la condición de un líquido, estado que se conserva de manera perdurable, pues la falta de iones en el agua impide la reestructuración.

Ya se mencionó en este mismo capítulo cómo pueden ocurrir fenómenos de licuación en arenas y suelos granulares secos por desarrollo de presiones de aire; en realidad esta es una forma de licuación de gran interés, poco estudiada hasta este momento.

#### **F Falla por deformación en los hombros de los terraplenes**

Consiste esta falla en la deformación progresiva y acumulativa de los hombros del terraplén, que se desplazan verticalmente hacia abajo, produciendo una sección redondeada o escalonada en la corona. A veces, entre la zona desplazada y el resto del terraplén aparece una grieta en la dirección paralela al eje de la vía, la cual puede llegar a ser el inicio de un deslizamiento de tierras.

La exploración realizada en carreteras en funcionamiento que padecen esta falla, ha evidenciado desplazamientos verticales de 30 y 40 cm, a veces sin que se produzca ninguna ruptura en los materiales afectados. La falla parece estar asociada a terraplenes construidos con compactación deficiente y formados por suelos finos plásticos, en zonas con mal drenaje superficial, pero con frecuencia se presenta en secciones cuya estabilidad general no está en entredicho. Independientemente de lo mucho que falta por investigar y dilucidar en torno a esta falla, por otra parte bastante común, parece ser que se trata de un proceso de deformación acumulativa ligado a la actuación de los esfuerzos existentes en la frontera del talud, que tiende a deformarse descendiendo en la parte superior y expandiéndose en la inferior.

Para la explicación de esta falla se ha invocado a veces el efecto de las cargas del tránsito, cuya rueda exterior supuestamente haría ceder al terreno por falta de confinamiento en el lado opuesto. La aparición de este tipo de fallas en bordos no sujetos en ningún tiempo a la acción de tránsito, así como modernas investigaciones sobre deformación de terraplenes con el uso de la técnica del elemento finito, parecen indicar, sin lugar a dudas, que la génesis del problema estriba en el estado general de esfuerzos interiores de la estructura y no en ningún efecto externo.

#### **VI-3 ALGUNAS IDEAS ACERCA DE LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES**

Los suelos residuales presentan, en lo que se refiere a la estabilidad de sus taludes (naturales y aun

artificiales), algunas peculiaridades que son dignas de comentarios por separado. Recientemente se ha publicado la muy completa Ref. 25, y fue con base en ella, como principal punto de enfoque, como se ordenaron los comentarios que siguen.

En conexión con la estabilidad de los taludes en los suelos residuales existen tres conceptos que desempeñan un papel muy importante; estos son el perfil de meteorización, las estructuras heredadas y, naturalmente, el efecto del agua subterránea.

El perfil de meteorización es la secuencia de capas de materiales con diferentes propiedades que se ha formado en el lugar donde se la encuentra y que sobreyace a la roca no meteorizada. En realidad en lo que sigue será preciso considerar también ciertos perfiles de suelos no propiamente formados "in situ", sino con mayor o menor grado de transporte, tales como los perfiles en depósitos de talud, de piemonte, coluviales, etc.; la razón es que el comportamiento de estos perfiles y sus condiciones de estabilidad son tan similares a los de los suelos residuales que no resulta conveniente su separación.

El perfil de meteorización se forma tanto por ataque mecánico como por descomposición química. Puede variar en forma considerable de un sitio a otro, sobre todo por variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, topografía, condiciones de erosión, régimen de aguas subterráneas y variaciones locales de clima, especialmente en régimen e intensidad de lluvias.

En casi todas las rocas metamórficas e ígneas intrusivas, el perfil de meteorización comprende una capa de suelo residual, una de roca meteorizada y la roca fresca, poco meteorizada. Croquis de tales perfiles se muestran en la Fig. VI-14.

Muchos de los problemas ingenieriles de las vías terrestres que atraviesan suelos residuales provienen de la capa de transición de roca meteorizada, comprendida entre la capa superior de suelo y la interior de roca más sana. Es difícil establecer los límites entre las distintas zonas del perfil de meteorización, y al respecto existen algunos criterios empíricos; por ejemplo, la capa de suelo residual y de roca meteorizada se han separado con base en el momento en que se obtienen recuperaciones de un 10% en los corazones de roca, al usar exploración rotatoria, en tanto que el porcentaje sube al 75% para distinguir la capa intermedia de la roca sana basal.

La Fig. VI-15 muestra algunos perfiles de meteorización típicos en rocas sedimentarias comunes. Se pueden observar algunas diferencias substanciales con respecto a los perfiles en rocas ígneas y metamórficas. Por ejemplo, en la parte (a) de la figura se muestra un perfil típico de rocas carbonatadas (calizas, dolomitas, mármoles, etc.) en el que se ve que la cubierta de suelo residual puede ser ahora muy variable en espesor y calidad. Este suelo procede de la solución de la roca original y con frecuencia es arcilloso, pero puede ser arenoso y conglomerático; por lo general presenta un porcentaje ínfimo de la roca

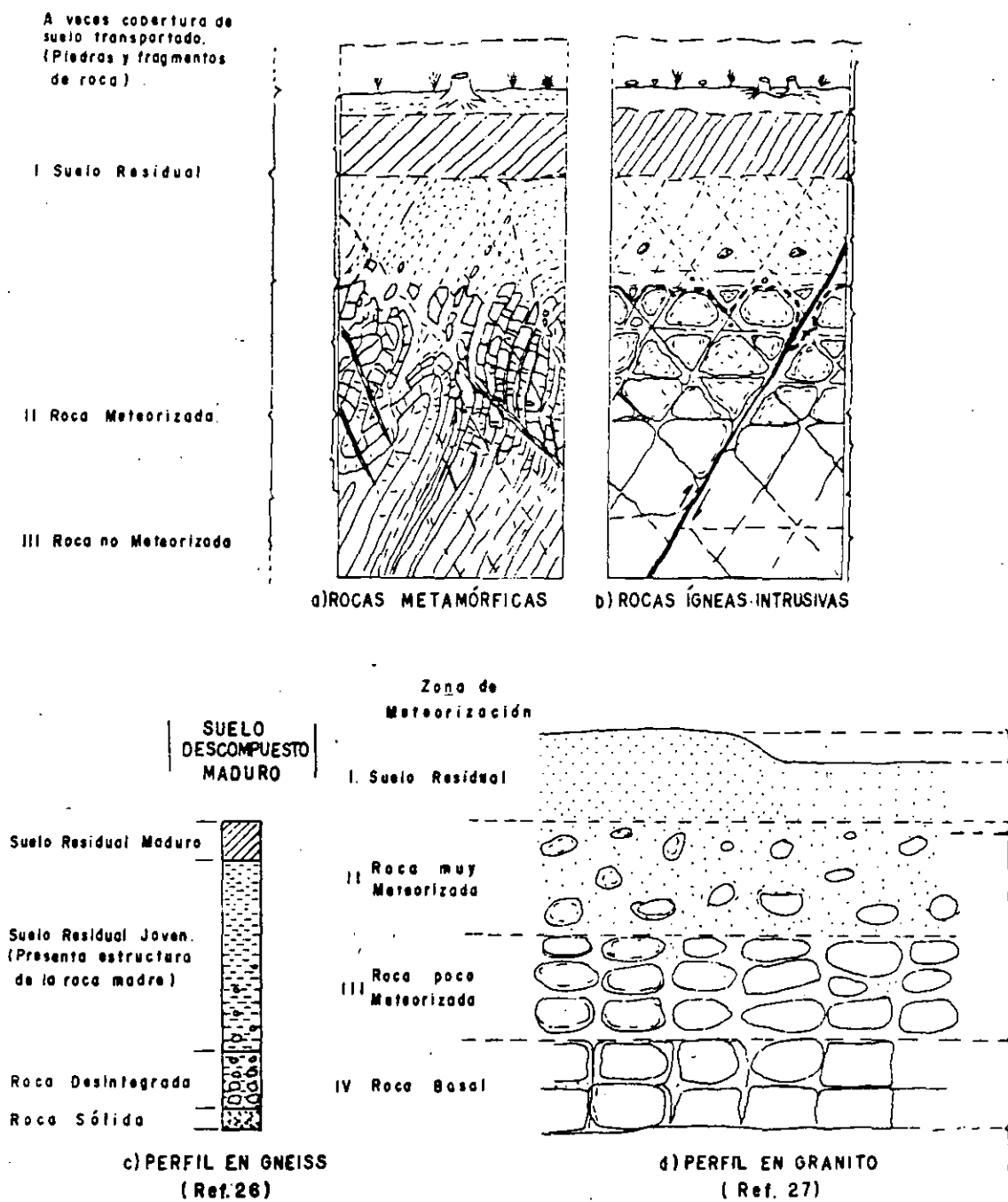


Figura VI-14. Perfiles de meteorización típicos en rocas ígneas y metamórficas.

original, pues ésta ha sido eliminada por solución. En las rocas ígneas y metamórficas, por el contrario, es común que el suelo residual contenga prácticamente todos los constituyentes de la roca original. Es frecuente en muchas rocas sedimentarias del tipo de la caliza que el perfil de la roca meteorizada sea sumamente irregular y con cavidades rellenas o no de arcilla (Ref. 28 y partes (a) y (b) de la Fig. VI-15) y que su transición con el suelo residual sea brusca.

En las lutitas es común que la capa de suelo residual (arcilloso) sea delgada. Esto se atribuye sobre

todo a la resistencia a la meteorización que han debido desarrollar muchos de los minerales de las lutitas, los cuales proceden ya de la meteorización previa de otras rocas. En estos casos suele ser notable el grado en que prevalecen los sistemas de pequeñas grietas y fisuras, que se pueden abrir con facilidad por relajación de esfuerzos, desencadenando procesos de meteorización mecánica que pueden ser muy rápidos. En general las lutitas son más susceptibles a la desintegración mecánica que a la descomposición química, en lo que difieren de la mayoría de las rocas.

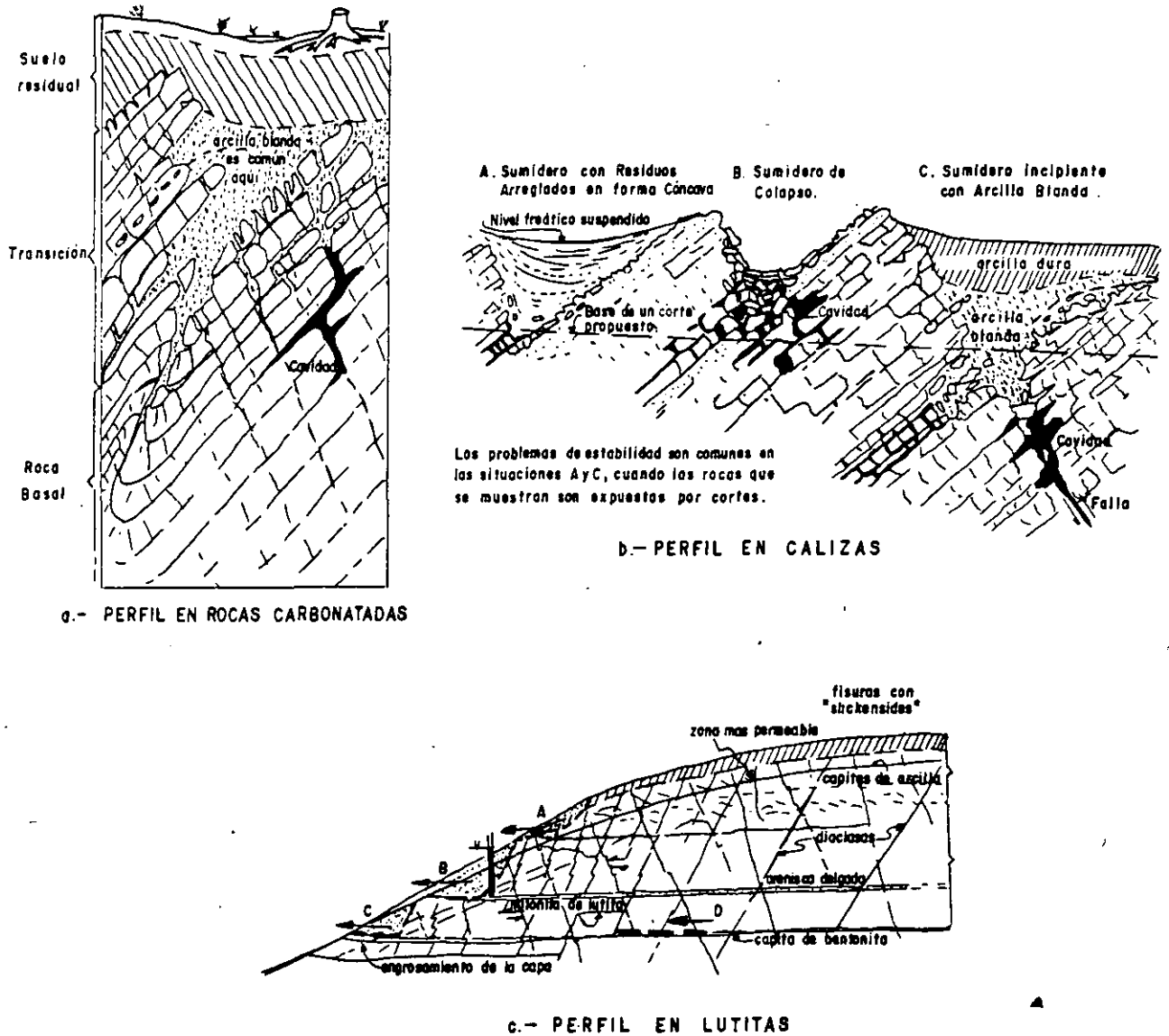


Figura VI-15. Perfiles de meteorización típicos en algunas rocas sedimentarias.

La mayor parte de los problemas de estabilidad en suelos residuales producto de la meteorización de rocas metamórficas e ígneas ocurren en la capa de suelo residual superficial por fenómenos relacionados con incrementos de presión de poro (flujos por lluvias), o en la capa intermedia de roca meteorizada por influencia de diaclasas y fracturas heredadas de la roca original. En estos perfiles es muy común que existan fuertes fluctuaciones estacionales de los niveles piezométricos en las distintas capas que los forman.

Los problemas de estabilidad más comunes ligados a las calizas y otras rocas carbonatadas emanan de los sumideros, de la fracturación intensa y de las frecuentes intercalaciones de arcillas blandas (parte (b) de la Fig. VI-15); en estas formaciones es común que se definan zonas de intensa concentración de flujo.

La forma más típica de ruptura de laderas en lutita es el deslizamiento poco profundo que se indica con A en la parte (c) de la Fig. VI-15; tal deslizamiento suele estar aparejado a un nivel freático anormalmente alto en la lutita fisurada subyacente. El deslizamiento de tipo B de la misma figura está asociado a pequeñas capas débiles o muy permeables interstratificadas con lutita, situación muy común, por cierto. El deslizamiento C de la misma figura estará típicamente asociado a una capa de arcilla muy blanda y poco resistente. Es común que deslizamientos del tipo B ó C se hagan progresivos o sucesivos. Al desarrollarse deslizamientos profundos, acompañados de pequeños movimientos, aumenta la permeabilidad de la masa fallada y la posibilidad de filtraciones, pero por lo general permanecen las mismas condiciones de flujo para el agua detrás y debajo de la masa deslizante; si la masa deslizante no colapsa, cualquier

medida que favorezca el drenaje de esas aguas beneficiará mucho la estabilidad del conjunto.

Skempton (Refs. 29 y 30) ha hecho ver que las laderas naturales en lutitas y arcillas sobreconsolidadas sólo serán estables para ángulos de inclinación que no excedan mucho de la mitad del ángulo de resistencia residual y que, desde luego, no sobrepasan este último valor. Puede haber variaciones importantes a tales límites por distribuciones particulares de la presión de poro dentro de la masa. Desde luego el límite anterior es teórico y, como ya se dijo, en la práctica será relativamente común encontrar laderas naturales estables con ángulo de inclinación del orden del ángulo de resistencia residual o, incluso, ligeramente mayores. Si el tipo de falla que se considera en la ladera es de los que dependen de la resistencia máxima, el ángulo de inclinación máxima estable, en el sentido de Skempton, estará en el orden de la mitad del ángulo de resistencia máxima del suelo, ligado a esfuerzos efectivos, es decir, tal como se obtiene en una prueba lenta, con consolidación y drenaje.

Un caso especial de secuencia geológica que por su frecuencia tiene particular interés en muchos problemas conectados con suelos residuales lo constituye aquel en que aparecen las lutitas interestratificadas con areniscas. Las areniscas son muchas veces más firmes que las lutitas, pero son también mucho más permeables y permiten la difusión del agua de filtración.

Los perfiles de arenisca y lutita intercaladas pueden variar mucho por plegamiento y por el diferente grado de fisuración y fracturamiento a que aquél pueda dar lugar.

Henkel (Ref. 31) ha estudiado teóricamente la inclinación que pueden tener en condiciones estables estos perfiles, llegando a conclusiones similares a las que se han mencionado para las lutitas solas, de manera que el ángulo de inclinación límite resulta comprendido para la ladera natural entre la mitad y el valor completo del ángulo de resistencia que pueda atribuirse al material a través del cual vaya a presentarse el deslizamiento. A este respecto ha de notarse que en muchas ocasiones será el residual el ángulo de resistencia que se deba considerar en los perfiles de lutitas interestratificadas con areniscas.

La Fig. VI-16 muestra algunos perfiles típicos de lutitas y areniscas, así como los problemas de estabilidad de taludes que con más frecuencia se pueden generar.

Se ven en la figura los tipos de deslizamiento (A y B) que son más comunes en estos perfiles y que están siempre asociados a estructuras heredadas, abertura de diaclasas en la arenisca por aumento de presión de poro, zonas de debilidad asociadas a la estratificación, problemas derivados de la expansión de las lutitas o rupturas y erosiones debajo de los bloques de la arenisca.

Como ya se dijo, el agua subterránea y su flujo desempeñan un papel fundamental en la estabilidad de los suelos residuales. Un excelente resumen de los sistemas de flujo de tales aguas está contenido en la Ref. 32.

Los sistemas de flujo subterráneo suelen recordar a los de flujo superficial que los sobreyacen y que reconocen a los valles principales y los grandes ríos como lugares de descarga, pero cuando hay variaciones importantes en la permeabilidad de formaciones

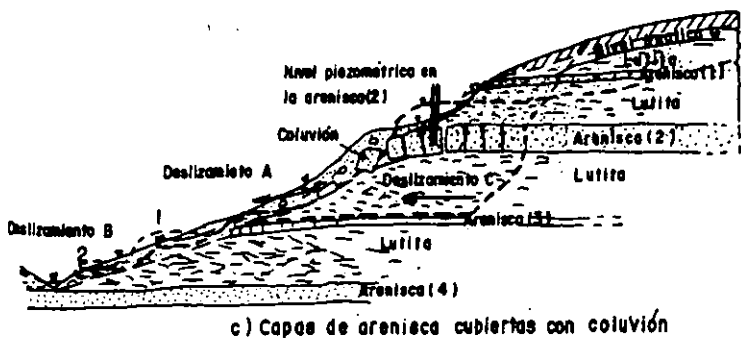
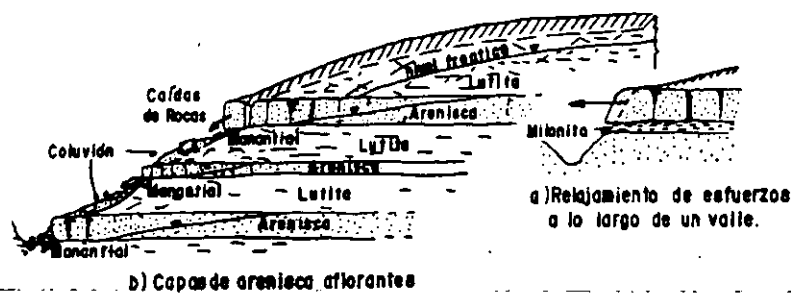


Figura VI-16. Perfiles de meteorización típicos y problemas de estabilidad en lutitas interestratificadas con arenisca (Ref. 25).

relativamente profundas, los sistemas de flujo pueden hacerse muy complejos y difíciles de definir para el ingeniero, aun con el auxilio de la geología. Es seguro que el estado más crítico se tenga en grandes cortes en que exista una cobertura de suelo altamente meteorizado e impermeable coexistiendo con la tendencia natural del agua a aflorar en el frente del corte; este caso es especialmente desfavorable cuando los suelos residuales o rocas meteorizadas, en forma parcial bajo la cobertura impermeable conservan estructuras heredadas con orientación adversa. Con frecuencia se desarrollan presiones importantes en las zonas de roca parcialmente meteorizada, en las que no es raro que el nivel piezométrico se eleve aun por encima del nivel natural del terreno.

Las estructuras heredadas consisten en diaclasas, exfoliaciones, juntas, grietas, fallas y otros defectos estructurales que muestra el suelo como herencia de los que tenía la roca original. Su influencia es tal que con frecuencia la resistencia al corte del material "intacto" no puede considerarse en absoluto representativa de la del conjunto. En mayor o menor grado, casi la totalidad de los deslizamientos profun-

dos están relacionados con defectos estructurales heredados por los suelos residuales actualmente presentes. Las Refs. 33, 34, 35 y 36 citan casos de interés en este sentido.

La peligrosidad de las discontinuidades se incrementa cuando se encuentran rellenos de suelos arcillosos. En general la resistencia al esfuerzo cortante disminuye cuando aumenta el grado de meteorización del material componente. La Fig. VI-17 (Ref. 25) muestra este fenómeno en especímenes de roca meteorizada en grado creciente (en las curvas se señalan los valores del índice de susceptibilidad en cada caso); los especímenes corresponden a fragmentos "intactos", es decir, no representan la resistencia del conjunto, afectada de estructuras heredadas.

En realidad el problema básico estriba en estimar la resistencia del conjunto, tomando en cuenta la estructura y la condición de los materiales "in situ". La información disponible al respecto es poco consistente, pues procede de métodos diferentes, tales como pruebas de laboratorio en muestras que contienen irregularidades, referidas en ocasiones a esfuerzos totales y en otras a efectivos, pruebas directas de campo

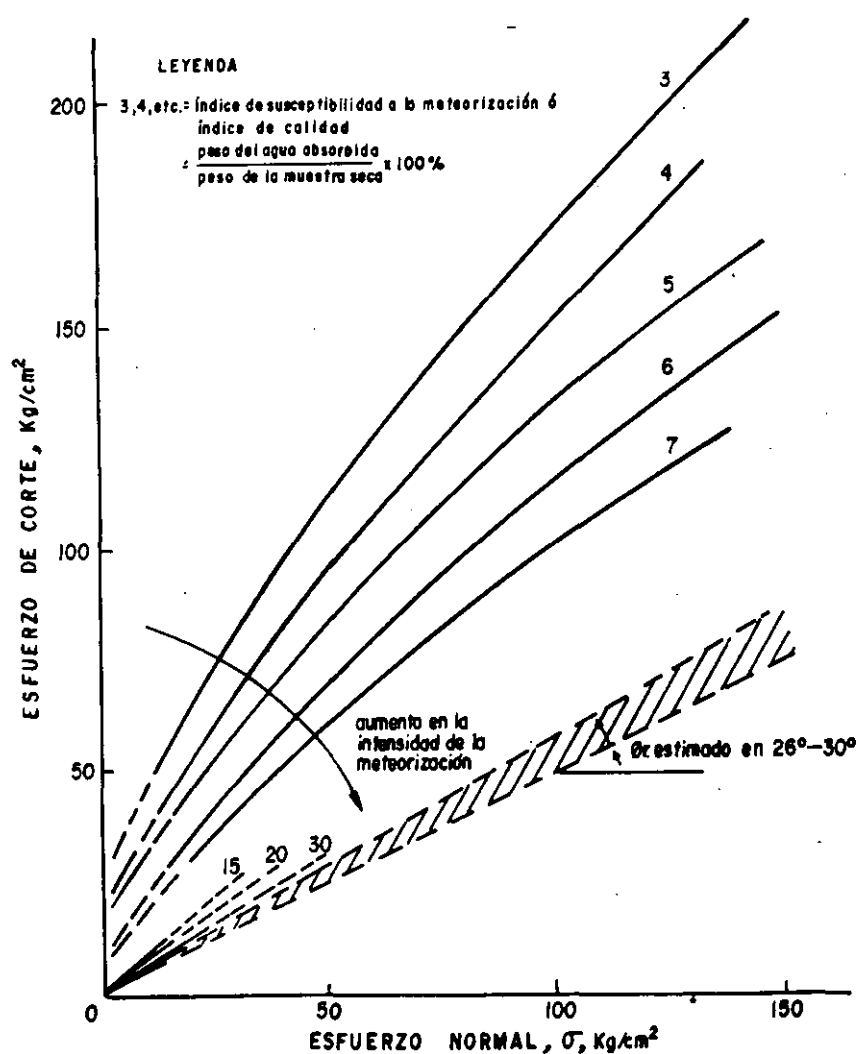


Figura VI-17. Envolventes de resistencia al corte en granito meteorizado "intacto".

o cálculos realizados sobre deslizamientos ya ocurridos. Tal parece que la dirección local de la irregularidad o fractura desempeña un papel importante, sobre todo si el deslizamiento a lo largo de ella ha de tener lugar remontando o descendiendo; desde luego que también influye el grado de meteorización del suelo o la roca y, finalmente, la presencia de agua en la irregularidad y su estado de presiones. Dado que los envolventes de resistencia suelen ser curvas que se aproximan a líneas rectas (capítulo I de este libro), la envolvente de trabajo que finalmente se obtenga dependerá del intervalo de esfuerzos con que se hayan ejecutado las pruebas, lo cual produce serias confusiones al interpretar los valores

de  $c$  y  $\phi$  extraídos de dichas envolventes, en especial cuando hayan de compararse los resultados obtenidos por diferentes investigadores, para poder llegar a conclusiones de carácter general. En este sentido los valores del ángulo de resistencia residual son particularmente útiles por evitar la anterior pluralidad de resultados. Sin hacer a un lado todas las limitaciones señaladas, la tabla VI-2 recoge, con base en la Ref. 25, alguna información general que pudiera resultar útil como norma de criterio, pero que no evitará el estudio particular de cada caso en que hayan de analizarse las condiciones de estabilidad de un corte dado o de una ladera natural específica.

TABLA VI-2

PARAMETROS TÍPICOS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE SUELOS RESIDUALES Y ROCAS PARCIALMENTE METEORIZADAS (CON BASE EN LA REF. 25)

Tipo de roca o suelo	Intensidad de la meteorización	Parámetros de resistencia				Criterio para la obtención	Referencia
		$c_u$ , cohesión (Esfuerzos totales) kg/cm <sup>2</sup>	$\phi_u$ , ángulo de resistencia (esfuerzos totales) —	$\phi$ (esfuerzos efectivos) —	$\phi_r$ (residual) —		
Rocas metamórficas							
Gneiss	Sano	12.5	60°	—	—	Pruebas de corte directo con contactos roca-concreto	37
	Medianamente descompuesto	8	35°	—	—		
	Muy descompuesto	4	29°	—	—		
	Muy descompuesto (Zona falla)	1.5	27°	—	—		
	Descompuesto	—	18.5°	—	—	Pruebas rápidas consolidadas	38
Esquistos	Parcialmente meteorizado	0.7	35°	—	—	Análisis a partir de deslizamientos normales a la esquistosidad	33
	Meteorizado	—	24.5°	—	—		
	Medianamente meteorizado	—	—	15° 21°	—	Prueba rápida consolidada con grado de saturación al 50% y al 100%	39
	Meteorizado	—	26°-30°	—	—	Pruebas de corte directo en pedraplén compactado	40
Filitas	Suelo residual	0	24°	—	—	Análisis de deslizamiento perpendicular a la esquistosidad	35
Filitas	Suelo residual	0	18°	—	—	Análisis de deslizamiento paralelo a la esquistosidad	35
Rocas ígneas							
Granito	Índice de calidad (Fig. VI-17)						
	3	6-13	62°-63°	—	—	Pruebas de corte directo en el lugar	
	5	5	57°	—	—		
7	3	49°-52°	—	—			

TABLA VI-2. (Continuación).

Tipo de roca o suelo	Intensidad de la meteorización	Parámetros de resistencia				Criterio para la obtención	Referencia
		$c_u$ , cohesión (Esfuerzos totales)	$\phi_u$ , ángulo de resistencia (esfuerzos totales)	$\phi$ (esfuerzos efectivos)	$\phi_r$ (residual)		
		kg/cm <sup>2</sup>	—	—	—		
	10	2	45°	—	—	Pruebas de corte directo en el lugar	
	15	1	41°	—	—		
	Relativamente sano	—	—	—	29°-32°	Pruebas de corte directo en el laboratorio	25
	Parcialmente meteorizado	—	—	—	27°-31°		
	Meteorizado	—	—	—	26°-33°		
	Muy descompuesto	0	25°-34°	35°	—		
	Suelo residual	—	—	28°	—		
Diorita	Descompuesta	0.1	30°	—	—	Pruebas rápidas consolidadas	36
	Parcialmente meteorizada	0.3	22°	—	—		38
Riolita	Descompuesta	—	—	30°	—		25
Rocas sedimentarias							
Marga	Sana	—	—	> 40°	23°-32°	Pruebas lentas y rápidas consolidadas	42
	Medianamente meteorizada	—	—	32°-42°	22°-29°		
	Altamente meteorizada	—	—	25°-32°	18°-24°		
Arcilla (Londres)	Meteorizada	—	—	19°-22°	14°		Skempton
	No meteorizada	—	—	23°-30°	15°		
Materiales de relleno de grietas	Arcilla negra fisurada	—	—	—	10.5°	Pruebas rápidas consolidadas	38
	Arcilla negra no fisurada	—	—	—	14.5°		
Suelos v minerales							
Arena cuarzosa		—	—	—	30°-35°	—	25
Caolinita		—	—	—	12°	—	
Ilita		—	—	—	6.5°	—	43
Montmorillonita		—	—	—	4°-11°	—	
Muscovita		—	—	—	17°-24°	—	44
Mica hidratada		—	—	—	16°-26°	—	

Probablemente la mejor manera de diseñar taludes en suelos residuales es con el ejercicio de un criterio basado en experiencia previa, que tenga en cuenta el perfil de meteorización, la naturaleza de las estructuras heredadas y el régimen local de aguas subterráneas. Es difícil imaginar una exploración suficientemente completa y un programa de pruebas de laboratorio lo bastante racional para permitir un diseño fundamentado exclusivamente en el cálculo.

#### VI-4 REFLEXIONES EN TORNO A LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CONSTANTE A CONSIDERAR EN EL CÁLCULO NUMÉRICO DE LA ESTABILIDAD DE LADERAS NATURALES Y TALUDES

Es evidente que el ingeniero tiene necesidad de calcular de alguna manera la estabilidad de una ladera natural o de un talud, tanto para fines de proyecto como para revisar una situación comprometida en un caso real. En el proyecto, el talud existe en el papel, en tanto que en el problema de revisión ya

ha sido construido y poder conocer con aproximación sus condiciones de estabilidad mediante el cálculo puede tener una urgencia dramática. En este párrafo se comenzará a dedicar atención a esa importante necesidad de cálculo. Puesto que prácticamente todas las fallas susceptibles de análisis matemático se conciben hoy como ligadas a una deficiencia de resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo ante los esfuerzos cortantes actuantes, se torna fundamental la determinación de los parámetros con que ha de expresarse esa resistencia. En el capítulo I se ha visto cómo existen varias pruebas de laboratorio o de campo para determinar tales parámetros. Se vio también cómo la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, lejos de ser una constante que tipifique su comportamiento, es una variable circunstancial. Combinando las ideas anteriores se llega con facilidad a la conclusión de que antes de aplicar uno u otro método matemático de análisis (a ello se dedicará el siguiente párrafo) convendrá discutir algo las condiciones en que han de determinarse en cada caso los parámetros de resistencia que se consideren en tales modelos matemáticos, para definir tanto los criterios de obtención de la resistencia, como qué pruebas de laboratorio hayan de realizarse, qué utilización pueda hacerse de sus resultados y qué representatividad pueda atribuirse a éstos en relación con las condiciones a que estará sometida la obra durante su vida útil.

En muy pocas laderas naturales se encontrarán condiciones de homogeneidad de materiales como para poder aspirar a expresar la "resistencia de la ladera" por medio de los parámetros de resistencia correspondientes a una condición particular de un solo suelo. La excepción la constituirían casi únicamente las laderas formadas por arcillas suaves, pues aun las arcillas duras, aparentemente homogéneas, poseerán siempre en condición natural una estructura secundaria de fisuramiento, agrietamiento, etc., que cuestionará fuertemente cualquier intento de reducir las complejidades de la naturaleza a una sola ley sencilla.

Como ya se ha dicho, en los taludes artificiales los cortes participan de la mayoría de las incertidumbres ligadas a las laderas naturales; en los terraplenes, como también se dijo, suele tener mucho más sentido hablar de homogeneidad, de modelos matemáticos y de cálculos numéricos.

En los últimos años se ha reconocido la importancia que el concepto de falla progresiva tiene en los problemas de resistencia de los suelos en relación con la estabilidad de taludes en general y de laderas naturales en particular (Ref. 45). El estudio de esta condición ha aumentado sobre todo la posibilidad de comprender el comportamiento de laderas con suelos cohesivos firmes, lutitas suaves, pizarras arcillosas y otros materiales análogos. Existe hoy evidencia de que la relación de la resistencia de campo del suelo a la resistencia que se obtiene en el laboratorio con muestras sin drenaje, disminuye significati-

vamente cuando aumenta la firmeza del suelo. Esto ha llevado a muchos investigadores a proponer el uso de un factor empírico de reducción de la resistencia no drenada del suelo, cuando ésta haya de usarse en los análisis de estabilidad.

Skempton (Ref. 30) introdujo en 1963 el concepto fundamental de la diferencia entre la resistencia máxima y la resistencia residual de los suelos. Hizo ver que la resistencia que se desarrollaría en una masa deslizante podría no ser tan alta como la resistencia máxima convencional a lo largo de toda la superficie de falla. Por otra parte, en la mayoría de los casos quizá esa resistencia no disminuiría tanto como para alcanzar en todos los puntos de la superficie de falla el valor residual, aun cuando éste ofreciese una buena frontera para limitar las condiciones de estabilidad. Skempton no ofreció un método satisfactorio para predecir la resistencia media que realmente se moviliza entre los valores límites máximos y residual; con frecuencia estos valores están muy separados.

Bjerrum (Ref. 46) enfatizó la significación de los fenómenos físico-químicos estructurales en los mecanismos de falla progresiva. Los suelos más peligrosos para la estabilidad de una ladera natural o un talud parecen ser las arcillas fuertemente sobreconsolidadas con nexos estructurales muy fuertes, cuando han estado sometidas a meteorización, pues en este proceso parece liberarse mucha de la energía de los nexos, desarrollándose fuertes tendencias a la expansión; paradójicamente, Bjerrum señaló que las mismas arcillas fuertemente sobreconsolidadas son los materiales más seguros cuando no están sometidos a ningún proceso de meteorización.

En 1966, Bishop (Ref. 5) hizo ver que la resistencia de campo de un talud natural era mucho más próxima a la que se obtiene en pruebas de campo de gran escala que a la que se determinaba a partir de pruebas de laboratorio con muestras pequeñas; Bishop dio a sus conclusiones validez general a pesar de que las obtuvo trabajando con arcillas de Londres, material que posee una fuerte estructura secundaria por fisuramiento; existe bastante evidencia que corrobora la tendencia generalizadora de Bishop.

Un muy interesante conjunto de experimentos fue realizado por Patton (Ref. 47) en 1966, sobre rocas sintéticas con grietas y fisuras de geometría controlada. Una de las conclusiones del experimento fue que para un material dado la deformación a la que ocurre la resistencia máxima depende de la presión normal; a bajas presiones normales, la deformación necesaria es pequeña; este valor crece para presiones normales intermedias y vuelve a disminuir para presiones normales aún mayores. La Fig. VI-18 (Ref. 45) es una confirmación experimental de los resultados anteriores obtenida por Conlon en arcillas reales del Canadá, en las que realizó pruebas de corte directo en especímenes obtenidos con tubo de pared delgada de 12.5 cm de diámetro. Las pruebas se realizaron invirtiendo varias veces el sentido de la



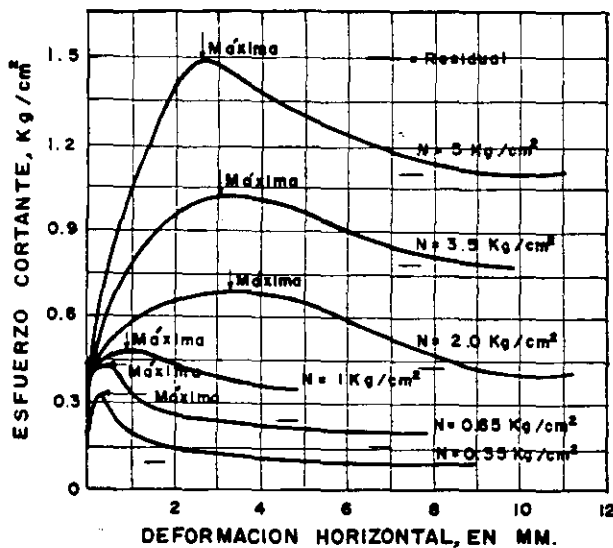


Figura VI-18. Relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y la deformación para muestras de arcilla inalterada, según Conlon (Ref. 45).

deformación, para tratar de llegar a la resistencia residual.

La teoría permite establecer (Ref. 45) que en el caso de una falla rotacional la parte superior de la masa deslizante con seguridad se deforma lo suficiente como para permitir esperar, con base en información del tipo de la que se presenta en la Fig. VI-18, que se sobrepase la resistencia máxima del material y se alcancen valores próximos a la resistencia residual. En las porciones centrales del arco de falla, donde la presión normal es máxima y, en consecuencia, también serán importantes las deformaciones necesarias para que se desarrolle la resistencia máxima seguramente se alcanzará la resistencia máxima del suelo. En la porción inferior de la superficie de deslizamiento es probable que se desarrollen las deformaciones necesarias para que la parte central llegue a la resistencia máxima, de manera que quizá la resistencia que se desarrolle en dicha parte inferior tenga un valor intermedio entre la máxima y la residual.

Las anteriores ideas llevaron a Conlon a proponer una sugerencia muy original (Ref. 45), consistente en dividir el arco de falla en tres porciones a criterio, asignando a la superior el valor de la resistencia residual del suelo, a la intermedia el de la resistencia máxima y a la porción inferior, el de la resistencia que resulte de la relación esfuerzo-deformación del suelo obtenida bajo la presión normal que se pueda considerar promedio en dicha porción inferior, con el criterio de elegir la resistencia que corresponda a la deformación necesaria para que se desarrolle la resistencia máxima en la porción central.

Es probable que las reflexiones anteriores representen un nivel de refinamiento en los trabajos difícilmente compatible con la tecnología de las vías terrestres. Se presentan más que nada con fines de ilustración de criterio.

No es fácil establecer cuál pueda ser el mecanismo de detalle que desencadene un proceso de falla progresiva en una ladera natural o en un talud. Con seguridad tales mecanismos están hoy lejos de una comprensión adecuada. Sin embargo, en la Ref. 46 Bjerrum ofrece un análisis muy sugestivo de las condiciones en que se puede presentar la falla progresiva en una ladera en materiales arcillosos sobreconsolidados o lutitas; como quiera que es hoy universalmente admitido que los procesos de falla progresiva son muy frecuentes en laderas y taludes y como tales procesos modifican en forma radical las condiciones de resistencia, respecto a aquel modelo tradicional de un talud con una superficie de falla única, circular, a lo largo de toda la cual actúa la resistencia máxima del suelo, se cree conveniente presentar las ideas básicas del análisis de Bjerrum, aun reconociendo que es difícil que proporcione un elemento de análisis cuantitativo que pueda utilizarse en una oficina de proyecto actual. Se trata, una vez más, de ofrecer al lector elementos para la formación de un criterio, antes que métodos de cálculo de detalle, los que probablemente han de desarrollarse todavía un tanto al margen de estas importantes cuestiones.

Considérese una porción de una ladera estable, con inclinación  $\alpha$  respecto a la horizontal (Fig. VI-19). Si se considera el equilibrio de la porción  $OAA'O'$ , se podrá concluir que los esfuerzos actuantes serán dos presiones laterales de tierra  $E$  a cada lado, iguales entre sí, y un esfuerzo cortante debido a las fuerzas gravitacionales, actuante en todo el plano  $OA$ , igual a:

$$\tau = \gamma z \text{ sen } \alpha \text{ cos } \alpha \tag{6-1}$$

que se obtiene al dividir la fuerza en la dirección  $OA$  ( $\gamma z \text{ sen } \alpha$ ) entre el área unitaria del elemento proyectada en la misma dirección ( $\frac{1}{\text{cos } \alpha}$ ). La ladera será estable si  $\tau$  es menor que la resistencia máxima del material constituyente. Supóngase ahora que se practica un corte vertical hasta la profundidad  $z$  en la sección  $O'O$ . Esta o cualquier perturbación análoga causará una redistribución de esfuerzos en el bloque  $OAA'O'$ ; si  $AA'$  es una sección suficientemente alejada como para que los esfuerzos laterales que actúan sobre ella no cambien, el equilibrio de todo el bloque sólo se puede mantener si el esfuerzo  $\tau$  aumenta hasta neutralizar,  $E$ , ahora desequilibrado.

Este  $\tau$  adicional no se distribuirá uniformemente en  $OA$ ; la parte  $b$  de la figura ofrece una posible distribución. No sólo una excavación producirá una redistribución de esfuerzos como la que aquí se postula; quizá pudieran existir muchas causas para tal fenómeno. El nuevo esfuerzo  $\tau$  actuante puede ser ya mayor que la resistencia máxima del material; en tal caso se producirá una falla local por esfuerzo cortante a partir de  $O$ , la cual se extenderá hasta un punto en que los esfuerzos cortantes vuel-

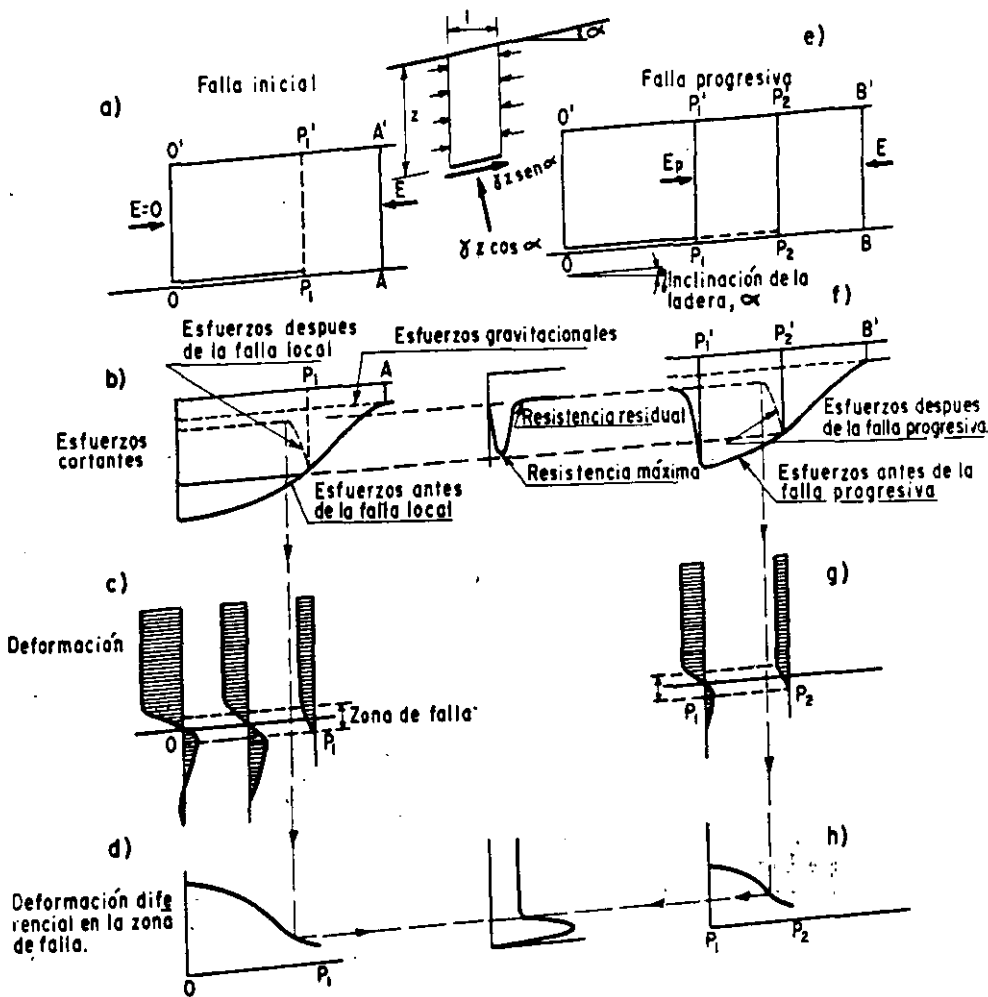


Figura VI-19. Mecanismo de falla progresiva (Ref. 46).

van a quedar por debajo de la resistencia máxima del material, lo cual, en la Fig. VI-19 se supone que ocurre en  $P_1$ .

La falla local en el bloque  $OP_1P_1'O'$  causará un relajamiento de los esfuerzos cortantes a lo largo de  $OP_1$ , como consecuencia del cual disminuirán los esfuerzos laterales internos en el bloque  $OP_1P_1'O'$ , por lo que la arcilla dentro de dicho bloque tenderá a expandirse hacia la excavación (parte (c) de la figura), deslizando a lo largo de la recién formada superficie de falla  $OP_1$ ; como consecuencia de este proceso se producirá un monto de deformación capaz de reducir la resistencia disponible en  $OP_1$  desde el valor máximo al residual. De todo lo anterior se deduce que si el equilibrio ha de mantenerse, ocurrirá un importante aumento en los esfuerzos cortantes actuantes en el plano  $OA$ , ladera arriba de  $P_1$ .

La siguiente etapa del proceso se obtendrá investigando el equilibrio del bloque  $P_1BB'P_1'$ . Ahora los esfuerzos cortantes a lo largo del plano  $P_1B$  serán los gravitacionales originales, más el incremento que se haya producido como consecuencia del mecanismo anterior. Si este valor de  $\tau$  es mayor que la resistencia máxima del material, la falla progresiva continua-

rá desarrollándose. En última instancia, podría decirse que eso dependerá en definitiva de la diferencia  $E - E_p$  (parte (e) de la figura), donde  $E_p$  representa el empuje lateral que es capaz de dar el bloque después de haber sufrido la falla progresiva.  $E_p$  dependerá del valor de la resistencia residual del suelo y de la inclinación de la superficie de falla que se vaya formando y, sobre todo, de lo que se reduzcan los esfuerzos laterales interiores como consecuencia de la reducción de los esfuerzos cortantes actuantes en el plano de falla que se vaya formando.

De esta manera se pueden tener las condiciones propicias para que se vaya formando una superficie de falla casi paralela a la ladera, progresando el fenómeno ladera arriba. Si la resistencia residual es importante o la ladera muy tendida se llegará con rapidez a un momento en que  $E_p$  sea lo suficientemente grande como para llegar al equilibrio.

De lo anterior se deduce que, según este mecanismo, la falla progresiva sólo se puede desarrollar si existe alguna discontinuidad en la masa de arcilla de la ladera, tal como la excavación que se ha ejemplificado, que cause el primer desequilibrio e inicie las deformaciones necesarias. Esta discontinuidad

puede ser un corte, como se supuso, o puede ser provocada por erosión al pie de la ladera o por una formación mucho más suave intercalada en algún lugar.

Según se desprende de lo anterior, en general el riesgo de falla progresiva aumentará cuando aumente la relación entre los esfuerzos laterales internos y la resistencia máxima del material o entre la deformación lateral y la deformación correspondiente a dicha resistencia máxima; estas relaciones podrían proporcionar un criterio de laboratorio para juzgar el riesgo de falla progresiva.

Para que haya falla progresiva, la arcilla debe mostrar un grande y rápido descenso de resistencia con la deformación, después que se haya movilizado la resistencia máxima, de manera que la resistencia de que se disponga en la zona ya fallada no baste para restringir las deformaciones posteriores necesarias para desplazar la zona de concentración de esfuerzos cortantes hacia la parte no fallada de la arcilla; así, la relación entre la resistencia máxima y la residual será un buen índice para juzgar la posibilidad del desarrollo de una falla de importancia y ésta será más probable en aquellos materiales que exhiban una ley esfuerzo deformación del tipo frágil.

Desde el punto de vista de la resistencia por lo común se presentan dos condiciones diferentes en los cortes y terraplenes de las vías terrestres (Fig. VI-20).

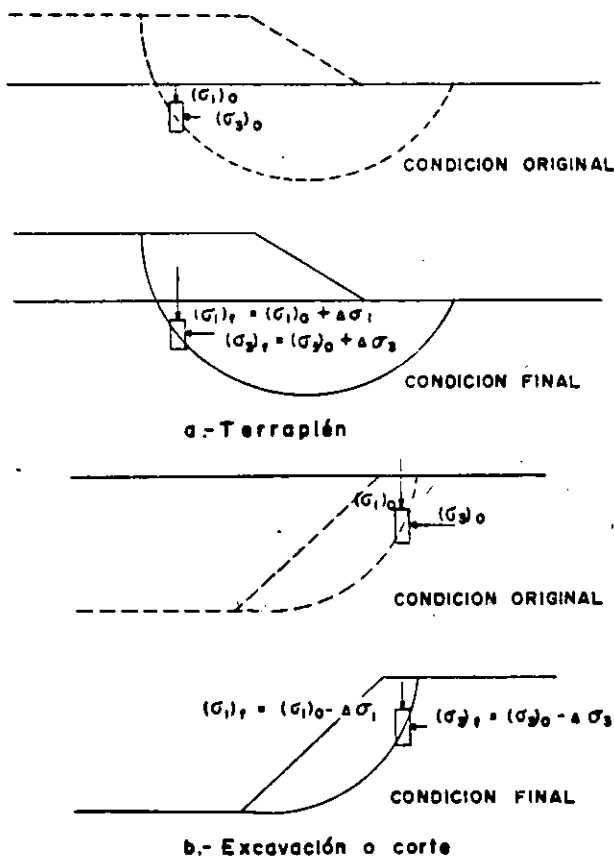


Figura VI-20. Casos típicos de aumento o disminución de esfuerzos con el tiempo.

El caso (a) corresponde a un terraplén; después de la construcción aumentan los esfuerzos principales máximo y mínimo. El caso (b) corresponde a una excavación o un corte practicado en un suelo homogéneo; ahora tiene lugar una disminución grande del esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ), lo que trae consigo cierta reducción en el esfuerzo principal mayor después de la construcción.

Por lo general, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante se obtienen de alguna de las pruebas de resistencia que se han descrito en el capítulo I; el uso de las pruebas triaxiales debe verse hoy como general. Es regla en todas las pruebas que en el laboratorio se debe tratar de reproducir las condiciones de campo. Así, resulta de la mayor importancia el análisis de qué consolidación o qué tipo de drenaje se tendrá en el campo; este mismo criterio de representatividad debe definir si el tipo de carga con que se hace la prueba corresponde a compresión axial o a extensión axial o a algún otro tipo.

En relación con los problemas de estabilidad de taludes, los resultados de cualquier prueba de laboratorio suelen expresarse en términos o de la resistencia existente en el terreno natural o en un terraplén ya construido, a la que se suele llamar resistencia "in situ"; o de los esfuerzos totales actuantes en el plano de falla, en el instante de la falla; de los esfuerzos efectivos actuantes en el plano de falla, en el instante de la falla o de los esfuerzos efectivos actuantes en el plano de falla después de un periodo de consolidación (Ref. 48).

En numerosas ocasiones la resistencia "in situ" se obtiene con veleta, lo que equivale desde muchos puntos de vista a la realización de una prueba rápida; también se puede obtener con pruebas de compresión simple, y, naturalmente, con pruebas triaxiales. En este último caso, para duplicar las condiciones de campo en la cámara, el espécimen se debe consolidar a los mismos esfuerzos principales mayor y menor que actúan en el campo, pero, como se explicó en el capítulo I, por lo general se utiliza una presión de cámara en la que son iguales los esfuerzos verticales y horizontales. Se acepta hoy que una presión de cámara de un 75% de la presión normal vertical de campo representa razonablemente bien las condiciones de la obra. Si en la cámara triaxial el espécimen se prueba sin drenaje, se obtendrá en estas condiciones la resistencia rápida del suelo bajo la presión actuante en el campo; si la prueba es con drenaje, con tiempo suficiente, se obtendrá la resistencia ligada a los esfuerzos efectivos.

En el capítulo I se discutieron las características más importantes de las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante, así como la forma de presentación de los resultados en el plano de Mohr (ejes  $\sigma - \tau$ ).

En la Ref. 9 se presentan observaciones de interés sobre la variación de resistencia por efectos de muestreo, tamaño de la muestra y efectos de anisotropía, que se refieren al cambio de resistencia que muestra el espécimen según se le labre con su eje vertical

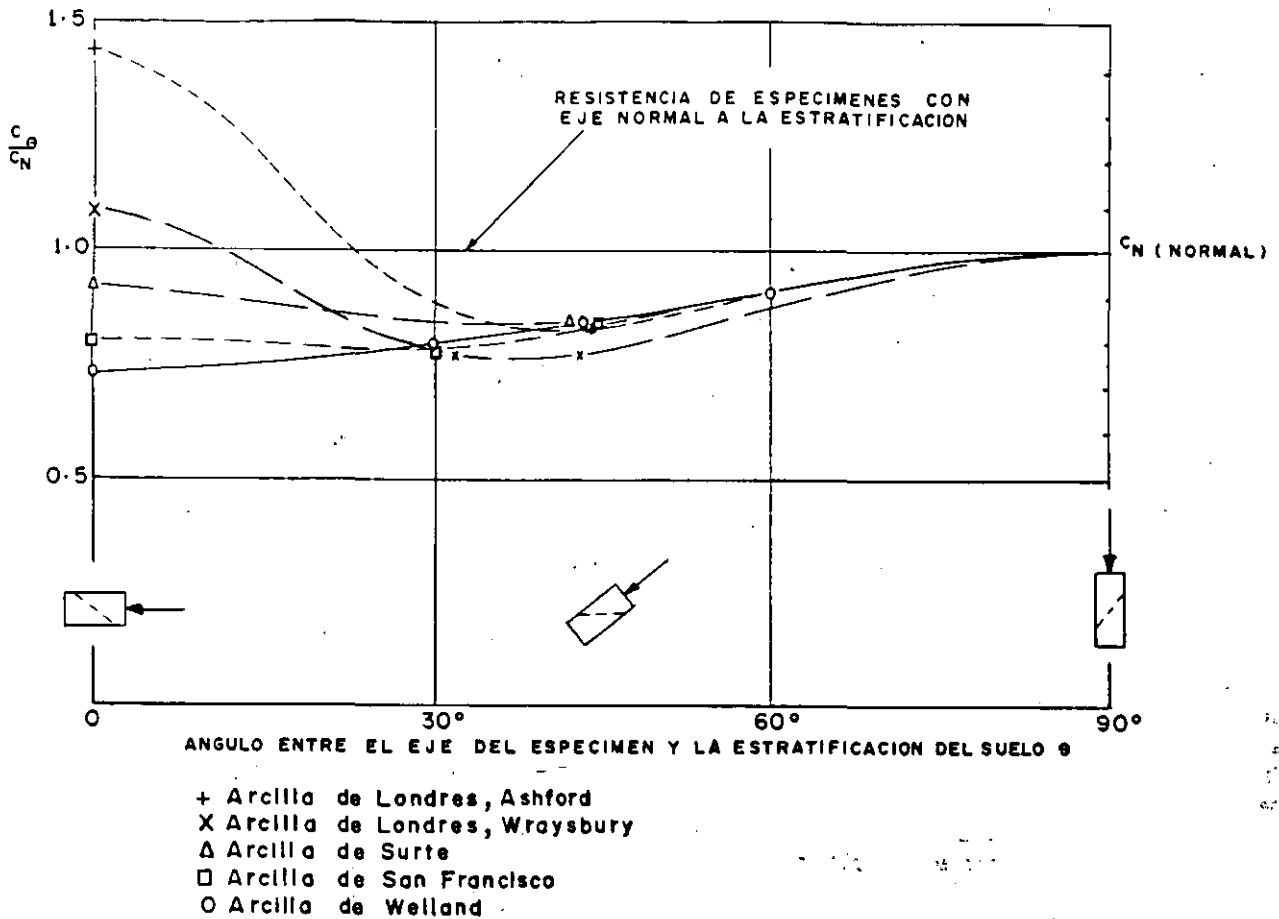


Figura VI-21. Efecto de la orientación del espécimen sobre la resistencia no drenada (Ref. 9)

orientado de diferente manera respecto a los planos de estratificación del suelo (Fig. VI-21).

En esencia, los problemas de estabilidad se pueden afrontar con base en el criterio de esfuerzos totales o en el de los esfuerzos efectivos, que fueron discutidos con suficiente amplitud en el capítulo I de este libro. La cuestión fundamental resulta entonces ser, cuándo usar uno u otro criterio, lo cual naturalmente dependerá del tipo de problema que se plantee y del momento de la vida de la obra en que se desee conocer las condiciones de estabilidad (momento crítico o etapa crítica de la obra).

En el caso de las vías terrestres es muy común analizar la estabilidad de los taludes considerándolos como situados sobre el nivel freático, bien porque lo estén, lo cual es frecuente o bien porque simplemente se desprecie el efecto del agua e incluso el de un eventual flujo; como se verá en el capítulo relativo a subdrenaje, esto último se hace sobre todo por razones de economía, pues naturalmente la existencia de presiones neutrales impone condiciones más severas, sobre todo a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En tal situación, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos arcillosos se suele obtener de pruebas de veleta (cuyo campo de aplicabilidad se desvanece con rapidez según se pasa de arci-

llas francas y blandas a otros tipos de suelos arcillosos, pero con contenido de arenas o limos), pruebas de compresión simple o pruebas triaxiales sin consolidación y sin drenaje (rápidas). Así, el análisis de estabilidad típico en la tecnología de las vías terrestres se hará con base en esfuerzos totales.

Sin embargo, con frecuencia surgen situaciones en las que un corte o un terraplén de una vía terrestre ha de ser analizado bajo condiciones dinámicas de agua en alguna forma. En tales condiciones los esfuerzos efectivos con seguridad serán distintos de los totales y la presión de poro existirá y ejercerá un papel, siendo entonces necesario distinguir el criterio de análisis de estabilidad (en términos de esfuerzos efectivos o totales).

Además, cuando se hace un corte o se construye un terraplén ocurren cambios con el tiempo en las presiones de poro de los materiales involucrados. Al hacer un corte, por ejemplo, varían las presiones neutrales en el suelo adyacente, de manera que la reducción en los esfuerzos principales que implica el corte por lo común conduce a un descenso momentáneo en las presiones de poro del material vecino (Ref. 9). Con el paso del tiempo, la presión de poro se ajusta hasta valores de equilibrio con las condiciones de flujo que se presenten y con el nuevo perfil

del terreno. Esta condición final se llama condición a largo plazo, a diferencia de la inicial, correspondiente al corte recién hecho (se acepta que el tiempo de construcción es muy breve en comparación al que requieren los cambios de presión que se han mencionado). Por lo general en un terraplén también existe una diferencia entre la condición inicial y la condición a largo plazo. Terraplenes construidos con materiales arcillosos o sobre arcillas normal o ligeramente sobreconsolidadas suelen tener en la condición inicial la situación más crítica, pues el paso del tiempo trae consigo efectos de consolidación, que aumentan la resistencia.

Entre la condición inicial y la condición a largo plazo suele haber una etapa de adaptación de las presiones neutras. La Fig. VI-22 (Refs. 9 y 49) ilustra cualitativamente los cambios que se pueden tener en las presiones de poro y en las condiciones de estabilidad de un talud de una excavación en arcilla homogénea; se muestra el caso en que para esa arcilla  $A = 0$  y  $A = 1$  (ver párrafo I-15, inciso A, del capítulo I de esta obra). En la parte inferior de la figura con relativa frecuencia las condiciones de estabilidad muestran un trazo algo distinto con un mínimo absoluto, a partir del cual experimentan una mejoría continua en forma asintótica a la línea que se muestra.

En suelos permeables, como arenas y gravas, el periodo de ajuste de la presión neutral es mínimo y en general todos los problemas de estabilidad se encuentran entre los de largo plazo, pero en arcillas este periodo puede ser de años. En añadidura a todas las consideraciones hechas hasta ahora, el ingeniero deberá definir en cada caso particular si las condiciones más críticas de su obra corresponden a la etapa inicial o a la situación a largo plazo, para elegir las pruebas de laboratorio aplicables y los métodos de análisis de estabilidad que se deban usar.

A continuación se mencionan en forma breve las condiciones de análisis más comunes en cortes y terraplenes de vías terrestres, y se comenta en cada caso el tipo o tipos de análisis que se pueden hacer:

- A) Taludes en arcillas saturadas normalmente consolidadas. Casos de terraplenes sobre laderas arcillosas homogéneas, terraplenes construidos sobre suelos blandos, terraplenes de arcillas en condición saturada

En estos casos, es seguro que la condición inicial representará la etapa crítica, pues cualquier consolidación adicional que se produzca, según el tiempo pasa, traerá consigo un aumento en la resistencia. En

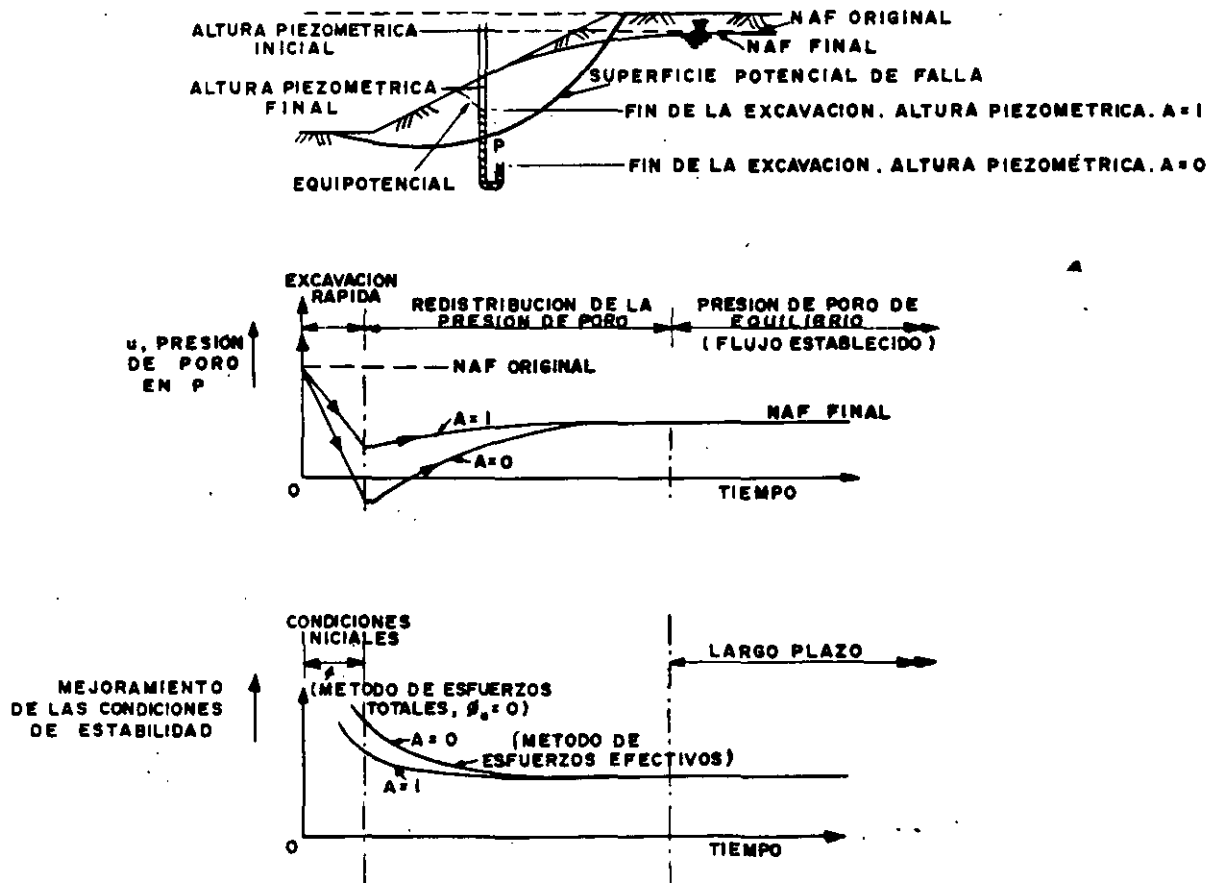


Figura VI-22. Cambios en la presión de poros y en las condiciones de estabilidad de una excavación en arcilla (Ref. 9 y 49).

ales condiciones, serán apropiados los parámetros que se determinen con una prueba no consolidada no drenada (prueba rápida), pudiéndose hacer un análisis con base en una resistencia  $c_u \neq 0$ ,  $\phi_u = 0$  y esfuerzos totales.

**b) Terraplenes en suelos parcialmente saturados. Condición al fin de la construcción**

En este caso, para obtener un resultado de laboratorio que sea representativo de la condición de campo podrá procederse como sigue. Primero se deberá compactar el espécimen al peso volumétrico y contenido de agua que vaya a tener en obra el material, procurando que el procedimiento de compactación sea similar en los dos casos (capítulo IV). En esta condición no saturada el espécimen deberá someterse a una presión de cámara similar a la presión que tendrá en el campo, de acuerdo con la posición que se le asigne dentro del terraplén; en esta etapa de la prueba no se permitirá drenaje. En seguida se aplicará el esfuerzo desviador hasta la falla, sin permitir tampoco drenaje. Estas son las condiciones de una prueba sin consolidación y sin drenaje (prueba rápida). El análisis de estabilidad se puede hacer con base en esfuerzos totales. El efecto de las presiones de poro que se desarrollen durante la consolidación y la falla lo toma en cuenta automáticamente el análisis con esfuerzos totales (Ref. 48), a condición de que el espécimen de laboratorio reproduzca de manera conveniente las condiciones de compactación de campo.

**c) Problemas que implican procesos de descarga. Caso de cortes practicados en arcillas homogéneas, considerando la posibilidad de presencia de agua**

Como ya se dijo (párrafo I-15.C del capítulo I), las condiciones críticas correspondientes a este caso serán las que prevalezcan a largo plazo, por lo que se deberá utilizar un método de análisis basado en esfuerzos efectivos, estimando las presiones neutrales con base en las condiciones reales del agua en el lugar, por ejemplo a través de una red de flujo.

Si la excavación fuese provisional, como por ejemplo en el caso de los taludes de una cepa para alojar un cimiento, se podrá considerar la resistencia al corte sin consolidación y sin drenaje y efectuar un proyecto con base en esfuerzos totales y en condiciones a corto plazo, pero en este caso ha de tenerse en cuenta que es corto el tiempo necesario para que evolucione la resistencia desfavorablemente.

**D) Condición de flujo establecido**

Se trata ahora de un corte o un terraplén expuesto a condiciones de flujo interno el tiempo suficiente

y en condiciones tales como para que pueda considerarse que se ha establecido el flujo a su través (véase el apéndice de este libro, para todos los conceptos relacionados con flujo interno de agua). En estas condiciones será posible contar en general con la red de flujo correspondiente al caso, para el régimen establecido, de la cual se podrá obtener la presión neutral en cualquier punto del corte o del terraplén. Se puede hacer un análisis en condiciones de régimen establecido por dos métodos en apariencia distintos, pero que coinciden exactamente a fin de cuentas. Se podrá analizar la estabilidad si se consideran los pesos totales de suelo y el efecto de las fuerzas de filtración o se podrá trabajar con los pesos sumergidos del suelo que se encuentre en tal condición, más el peso del agua en la dovela, más las presiones del agua, las cuales se pueden obtener de la red de flujo. En ambos casos será preciso obtener los parámetros de resistencia en una prueba con consolidación y con drenaje (prueba lenta).

La razón por la que ambos métodos de análisis rinden igual resultado es que la resistencia que se usa es la misma en ambos casos y que el sistema del peso total de la tierra, más las fuerzas de filtración, es estáticamente equivalente al sistema de los pesos sumergidos más todo el conjunto de fuerzas de agua y su peso.

La condición de régimen establecido no es una condición común en los análisis de estabilidad para las vías terrestres, pero algunos cortes y terraplenes, por su especial importancia o por las consecuencias de su falla, deberán analizarse para esta condición, especialmente si la situación geológica la hace previsible.

**E) Condición de vaciado rápido (Ref. 50)**

Esta es una condición aún más rara en laderas y taludes relacionados con las vías terrestres, en el sentido de que se presenta poco y se investiga todavía menos. Sin embargo, pudiera considerarse necesario analizar la condición en algunos terraplenes importantes que se construyan a través de llanuras de inundación de ríos, vasos de presas, márgenes de ríos y lagos, etc.

Para reproducir en el laboratorio las condiciones de un vaciado rápido "instantáneo" se puede proceder como sigue (Ref. 48). Primero se compacta el espécimen con el peso volumétrico, el contenido de agua y el procedimiento de compactación de campo. Después, se satura y, colocado en la cámara triaxial, se le aplica un esfuerzo  $\sigma_3$  igual a la presión de campo cuando el terraplén está bajo el agua en un máximo tirante y, al mismo tiempo, se le aplica un esfuerzo vertical  $\sigma_1$  igual a dos veces ese valor. Con ello se trata de representar las condiciones de consolidación del material en su vida anterior al momento del vaciado. De manera que en la primera etapa de la prueba triaxial el espécimen se consolida en con-

diciones un tanto diferentes a las hidrostáticas usuales ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ), utilizando un estado de esfuerzos en que  $\sigma_1 = 2\sigma_3$ . A continuación, en la segunda etapa de la prueba, el espécimen se lleva a la falla sin permitir drenaje adicional.

Estas condiciones equivalen en esencia a la realización de una prueba con consolidación sin drenaje (rápida consolidada). La Ref. 50 incluye una discusión para justificar el uso de esta prueba; otra, quizá un poco más refinada, aparece en la Ref. 48.

#### F) Deslizamientos con superficies de falla preexistentes

En estos casos se ha de considerar siempre que han ocurrido o están ocurriendo deformaciones de

un nivel tal que la resistencia disponible será siempre la residual, la cual constituirá la base invariable de los cálculos.

A pesar de que todas las condiciones arriba mencionadas se analizan de vez en vez en la tecnología de las vías terrestres, ha de insistirse en que la mayoría de los cálculos que se hacen en ese campo consideran al suelo en condición sin flujo, utilizando la resistencia de una prueba rápida, con los parámetros que de ella se obtengan y utilizando el criterio de esfuerzos totales.

Para completar la información contenida en los párrafos anteriores, se presenta a continuación la tabla VI-3, comunicación personal de Skempton y Hutchinson complementaria del trabajo de estos autores que recoge la Ref. 9. Se refiere a cortes y laderas naturales en arcilla.

TABLA VI-3  
(Según Skempton y Hutchinson, 1969)

PARAMETROS DE RESISTENCIA PARA PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y LADERAS NATURALES EN ARCILLAS

Tipo de falla	Arcilla	Cortes		Laderas naturales	
		Condiciones iniciales	Condiciones a largo plazo	Estabilidad a 100 años	Estabilidad a 1 000 años
Deslizamiento convencional	Suave, normalmente consolidada, intacta	$x, c_u$		$c, \phi$	
	Ligeramente sobreconsolidada, intacta		$c, \phi$	$c, \phi$	
	Rígida intacta			$c, \phi$	
	Rígida fisurada	$f, x, c_u$	$r, c, \phi$	$c \approx 0, \phi$	$c \approx 0, \phi \rightarrow \phi_r$
	Muy fisurada y agrietada	$c \approx 0, \phi$			
Deslizamiento con superficie de falla preexistente	Todos los casos	$c_r, \phi_r$	$c_r, \phi_r$	$c_r$	$\phi_r$

Clave:

$c_u$  = parámetro de resistencia máxima, no drenada.

$c, \phi$  = parámetros de resistencia máxima, drenada.

$c_r, \phi_r$  = parámetros de resistencia residual.

$x$  = factor de reducción por condiciones de prueba, anisotropía, etc.

$f$  = factor de reducción por fisuramiento.

$r$  = factor de reducción dependiente del tiempo.

Los valores específicos de los factores de reducción que se mencionan en la tabla no están suficien-

temente estudiados y deben dejarse a criterio del proyectista; su génesis radica en los análisis comentados en diferentes puntos de este párrafo. El hecho es que hoy existe algo de discrepancia entre los cálculos de estabilidad que se hacen con base en la tecnología de laboratorio y los que se realizan revisando las condiciones de taludes fallados; algunos de éstos al ser revisados resultan tener condiciones de seguridad muy satisfactorias, en tanto que laderas estables, si se estudian con base en pruebas de laboratorio, resultan en condiciones de falla. Esto indica, sin lugar a dudas, el papel que desempeñan las irregularidades del suelo, las dificultades para obtener buenas muestras inalteradas, los problemas que aún se tienen en la técnica de laboratorio y los errores al establecer los efectos del flujo interno del agua.

## 1.5 METODOS DE CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Se trata ahora de presentar los métodos de cálculo de que dispone el ingeniero para establecer si un talud en que piense será estable en la etapa de proyecto, o para poder revisar la condición de un talud construido y poder juzgar, quizá, de la bondad de algún método correctivo que desee emplear.

Antes de proseguir ha de insistirse en que, como se verá, todos los modelos matemáticos que sirven de base a métodos de cálculo presuponen una homogeneidad en materiales, estratificación, disposición, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales, que muy pocas veces encontrará en sus obras el ingeniero de vías terrestres.

Será preciso tener en cuenta una vez más la enorme diferencia que existe entre cortes y terraplenes; en aquéllos será mucho más difícil que se den las condiciones que proporcionen una base racional a un método matemático de cálculo; en terraplenes, será más probable contar con tal base, a condición, en primer lugar, de que se hayan construido o se vayan a construir siguiendo un procedimiento conocido y de cierta uniformidad en el uso y tratamiento de los suelos y, en segundo, claro está, de que se haga el necesario estudio de campo y laboratorio.

No todas las fallas que se han mencionado en el párrafo VI-2 de este capítulo son susceptibles de representarse en un modelo matemático que pueda servir de base a un método de cálculo. Algunas de las más comunes y peligrosas formas de falla (flujos, erosión, etc.) no se pueden analizar numéricamente, ya sea porque el actual conocimiento sobre sus mecanismos no es satisfactorio, o simplemente porque se presentan con tal variedad y complejidad que desafían todo intento de encuadramiento concreto.

En lo que sigue, se mencionan los métodos de cálculo más populares, indicando a qué tipos de fallas se pueden aplicar.

### A Taludes en arenas limpias

Un talud formado por arena seca y limpia es estable, independientemente de su altura, con tal de

que su ángulo de inclinación,  $\beta$ , sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena correspondiente a su compacidad y demás condiciones.

En este caso el riesgo de falla se puede expresar por medio de un factor de seguridad,  $F_s$ , definido simplemente como

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (6-2)$$

No puede existir un talud en arena seca y limpia con un ángulo de inclinación superior a  $\phi$ , independientemente de su altura.

Aquí el problema de estabilidad se puede plantear para un grano de arena en el plano de frontera del talud, o en cualquier punto del interior de su masa, como se plantea el equilibrio de un cuerpo sobre un plano inclinado. Puesto que el mecanismo de resistencia al corte o al deslizamiento del grano, ladera abajo, es de pura fricción mecánica, el grano se deslizará sólo si se le ofrece un plano de deslizamiento más escarpado que el ángulo de fricción disponible. Si el grano del plano extremo de frontera del talud no se desliza, cualquier grano de arena del interior de la masa tampoco lo hará; de hecho (Fig. VI-23), estará en condición más estable cuanto más tendido resulta su plano de deslizamiento hipotético. Nótese que aun si el talud de arena limpia estuviese en su condición extrema  $\beta = \phi$ , cualquier plano de deslizamiento interior estaría menos inclinado y sería, por ello, estable; de manera que incluso en este caso extremo estará garantizada la estabilidad de la masa del talud. Por esta razón, los taludes en arenas limpias podrían diseñarse, en principio, con un  $F_s = 1$ , tal como se definió en la ecuación 6-2. Sin embargo, un diseño tal no sería conveniente, pues la arena próxima al borde del talud estaría en condiciones precarias, de manera que el viento, la lluvia o cualquier otra causa la harían caer fácilmente, produciendo pequeños derrames de arena sobre las cunetas de un corte o erosionando un terraplén. Se recomienda, por esto, que la inclinación del talud sea, desde un principio, un poco menor que el ángulo  $\phi$ ; es probable que basten uno o dos grados.

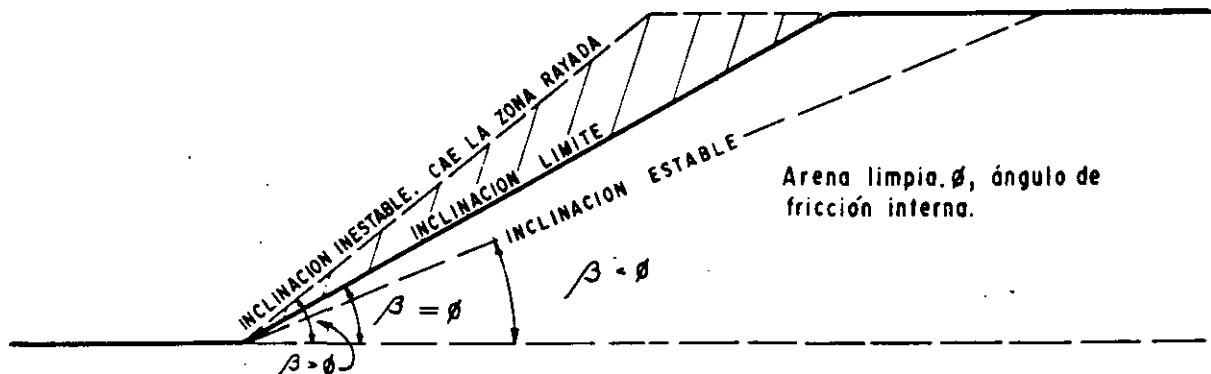


Figura VI-23. Taludes en arenas limpias.



Si el talud de arena limpia está sumergido en agua o si la arena está húmeda, los razonamientos anteriores son válidos, tomando como referencia el ángulo  $\phi$  efectivo de la arena (en el caso de la arena seca, el ángulo  $\phi$  que se utilizó para razonar era también efectivo, pero en aquel caso la distinción entre esfuerzos totales y efectivos era irrelevante, por tratarse de una arena seca). La expresión del factor de seguridad es la misma (6-2).

Las arenas finas húmedas con facilidad podrán presentar tensiones en el agua, sobre todo en la parte próxima al borde del talud, donde la evaporación deja sentir su efecto al máximo. Esa tensión capilar aumenta los esfuerzos efectivos entre los granos de arena y como consecuencia ésta podrá formar inclinaciones mayores, correspondientes a un ángulo efectivo de fricción mayor que el realmente disponible. El ingeniero deberá estar siempre alerta a esta situación, que no podrá aprovechar nunca, pues la tensión capilar podrá desaparecer por cualquier causa (por ejemplo, si la arena se seca al progresar la evaporación o se humedece más por lluvia o flujo) y en tal caso el exceso de esfuerzo efectivo por ella inducido se disipará y la arena empezará a caerse, si la inclinación del talud fue más escarpada que el ángulo  $\phi$  de la arena, según su granulometría, compactidad y angulosidad (ver capítulo I).

## B Falla rotacional. Método sueco.

Los métodos de análisis límite disponibles para calcular la posibilidad de que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional en el cuerpo de un talud, al igual que prácticamente todos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes, siguen tres pasos fundamentales:

1. Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de la falla que se producirá. Ello incluye tanto la forma de la superficie de falla como una descripción cinemática completa de los movimientos que se producirán sobre ella y un análisis detallado de las fuerzas motoras.
2. Se adopta una ley de resistencia para el suelo. Las leyes en uso en la actualidad ya han sido suficientemente discutidas en este libro. Con base en tal ley se podrán analizar las fuerzas resistentes disponibles.
3. Se establece algún procedimiento matemático de "confrontación", para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción de las fuerzas motoras, venciendo el efecto de las fuerzas resistentes.

La razón para que se utilice un método como el anterior es que no se ha desarrollado ninguno satisfactorio con base en una hipótesis convincente de distribución de esfuerzos en el interior de la masa del

talud; de hecho, no existe hoy ninguna solución a tan fundamental cuestión que parezca prometedora, tal como se comentó en la introducción a este capítulo, razón por la cual no se pueden usar los métodos de cálculo de modelo más tradicional en problemas de ingeniería, que allí se bosquejaron.

Con base en trabajos suyos y de sus colaboradores (Pettersen y otros), Fellenius (Ref. 51) propuso la superficie circular como forma apropiada de la superficie de falla para muchos casos de deslizamiento en el cuerpo del talud. La superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano del papel es un arco de circunferencia. En rigor, la adopción de esta hipótesis define la falla que en este capítulo ha sido llamada rotacional. La propuesta de Fellenius y su grupo de trabajo en el Real Instituto Geotécnico Sueco se popularizó extraordinariamente; cubre de un modo muy sencillo el punto 1 de las tres etapas de trabajo que atrás se enumeran. A la sazón, los avances generales en el campo de la Mecánica de Suelos hicieron posible abarcar el punto 2 de un modo cada vez más razonable. Pronto surgieron gran cantidad de procedimientos para cubrir el punto 3, arrancando de uno original del propio Fellenius y, de este modo, la hipótesis de falla circular se entronizó en la Mecánica de Suelos Aplicada. Hoy suele denominarse método sueco a cualquier procedimiento de cálculo de estabilidad de taludes que haga uso de la hipótesis de falla circular, aunque, de hecho, esta hipótesis puede manejarse de varios modos (variando el punto 3, sobre todo, pues hay bastante acuerdo en cuanto a la utilización de la ley de resistencia de Mohr-Coulomb). No se pretende presentar aquí todos los procedimientos de cálculo hoy en uso, en el fondo casi siempre muy parecidos, sino sólo los básicos para manejar los diferentes tipos de suelos en las circunstancias más comunes en la práctica.

### B-1 El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se exprese como $s = c_u$

Se trata de analizar los casos en que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se expresa con base en los resultados de una prueba sin consolidación y sin drenaje (prueba rápida), utilizando esfuerzos totales.

Se estudiará, en primer lugar, el caso de un talud de altura  $h$ , excavado en arcilla, en que existe homogeneidad completa de material en el talud y en el terreno de cimentación, hasta una profundidad ilimitada.

El procedimiento de cálculo que se propone para este caso fue establecido primeramente por A. Casagrande y en principio se puede utilizar para estudiar tanto fallas por el pie del talud como fallas de base. El procedimiento se describió con base en la Fig. VI-24.

Considérese el arco de circunferencia de radio  $R$  y de centro en  $O$  como la traza de una superficie hipotética de falla, en la que se movilizaría la zona ra-

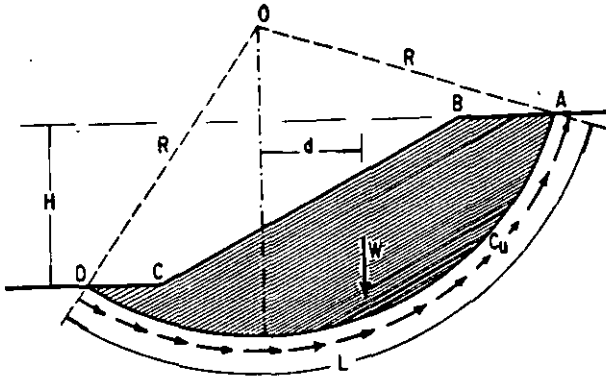


Figura VI-24. Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente cohesivo.

yada de la figura. Las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento, serán el peso ( $W$ ) del área ABCDA, más cualquiera sobrecargas que pudieran actuar en la corona del talud. El peso  $W$  se calcula considerando un espesor de la sección unitario en la dirección normal al plano del papel.

El momento de las fuerzas motoras podrá expresarse como

$$Mm = \Sigma Wd \quad (6-3)$$

que incluye el peso de tierra más las sobrecargas que pudieran existir.

Las fuerzas resistentes las generará la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de falla supuesta y su momento en relación al mismo polo 0 será

$$Mr = c_u LR \quad (6-4)$$

En el instante de la falla incipiente,

$$Mm = Mr$$

y, por lo tanto, se podrá escribir para ese instante:

$$\Sigma Wd = c_u LR \quad (6-5)$$

Si se define un factor de seguridad,  $F_s$ , como

$$F_s = \frac{Mr}{Mm} = \frac{c_u LR}{\Sigma Wd} \quad (6-6)$$

se podrá expresar la seguridad del talud en términos del valor de  $F_s$ , siendo evidente que la condición de falla incipiente es  $F_s = 1$ .

Desde luego, no existe ninguna garantía de que el círculo escogido para efectuar el análisis sea el que conduce al factor de seguridad mínimo, por lo que el procedimiento anterior desembocará en un cálculo a base de tanteos, en el que se probará el número suficiente de círculos, hasta obtener una garantía razonable de haber encontrado el que produce el mínimo factor de seguridad susceptible de presentarse

(círculo crítico); en este proceso de cálculo se analizarán tanto los círculos por el pie del talud como los correspondientes a falla de base, hasta garantizar la determinación del factor de seguridad mínimo en cualquier condición.

No es fácil decir en general cuál ha de ser el valor de  $F_s$ , que resulte más conveniente considerar en un cálculo dado. Dependerá de la importancia que tenga la falla, la del propio talud, las características del suelo, lo detallado y confiable que sea el análisis de cargas y la evolución de la resistencia con el tiempo. Sin embargo, caben algunos comentarios generales como norma de criterio.

1. Como ya se dijo, el caso en estudio se aplica, sobre todo, a taludes y laderas formadas por arcillas blandas, en las que los efectos de consolidación tienden a que la resistencia se incremente con el tiempo, con el correspondiente aumento en el factor de seguridad. De hecho, ese aumento se puede estimar (Ref. 52). En muchos casos este hecho permitirá aceptar factores de seguridad inicialmente bajos. En el párrafo VI-6 de este capítulo se mencionará una posible disminución de resistencia de muchos suelos, por lo menos a corto plazo, al poner sobre ellos un talud; este hecho también deberá tenerse en mente.
2. Según ya se mencionó antes, el establecer la inclinación de los cortes y terraplenes de una vía terrestre es en mucho materia de una política general, en la que la mayoría de los taludes no se estudian ni se calculan. Si, entre todos ellos, alguno es objeto de un análisis especial, se deberá adoptar en ese análisis una política congruente con el resto de la vía. A veces se ve prevalecer un criterio muy audaz en los taludes que se recetan y otro muy conservador, en los que se calculan. Desde luego es cierto que con frecuencia se calculan los taludes más importantes, más problemáticos o aquellos cuyas fallas sean de peores consecuencias, por lo que será natural que, aun con un criterio congruente, los factores de seguridad de los taludes calculados sean mayores que los de los recetados, pero el criterio general es el que debe ser el mismo en toda la vía.
3. La natural tendencia a aceptar factores de seguridad inicialmente bajos, que se comentó en el punto 1 y que es razonable, deberá reprimirse en algunos casos especiales, algunos de los cuales resaltarán claramente al proyectista; pero se requiere insistir en las pésimas consecuencias de una falla en suelos arcillosos blandos muy sensibles, en los que el remoldeo que la falla produce causa un abatimiento tan grande en la resistencia al esfuerzo cortante, además muy lentamente recuperable con el tiempo, que es probable convenga partir de una condición de estabilidad más holgada.

Esto es particularmente cierto en terraplenes cimentados sobre suelos arcillosos muy blandos o turbas.

En la literatura alusiva se suele mencionar 1.5 como un valor del factor de seguridad inicial razonablemente bien establecido por la experiencia para taludes permanentes, pero sin duda en muchos casos de la práctica se podrán usar factores bastante menores en el caso que se analiza; taludes permanentes cuyo factor de seguridad inicial fue de 1.1 ó 1.2 han demostrado excelente comportamiento en suelos en que la resistencia crecía de manera constante con la carga, habiendo sido establecidos a partir de análisis que incluían efectos de carga viva y sismos. En obras no permanentes se podrá tomar en cuenta esta condición en forma correspondiente.

Terzaghi (Ref. 53) ha propuesto algunas reglas para tomar en cuenta en la estabilidad general de un talud cohesivo el efecto de las grietas de tensión que se abren en su corona antes de la falla; muchos proyectistas gustan de incluir estas recomendaciones en sus análisis encaminados a definir el momento más crítico del talud. Las recomendaciones se presentan con base en la Fig. VI-25.

Según Terzaghi, la aparición de las grietas en general causa tres efectos diferentes.

- Una reducción en el momento resistente, al reducirse la longitud activa de la superficie de deslizamiento (Fig. VI-25).
- Una disminución del momento motor, en el peso de la cuña  $e_1fe$ .
- La generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia que se almacena en la grieta. Según se desprende de la Fig. VI-25, estos empujes son siempre desfavorables para la estabilidad.

Terzaghi ha indicado que los dos últimos efectos que se señalan en general tienden a contrarrestarse, de manera que su influencia neta es despreciable y sólo el primer efecto se debe tomar en cuenta. Para ello, el propio Terzaghi propone substituir el valor de resistencia por "cohesión" del suelo ( $c_u$ ) por un valor corregido según la relación

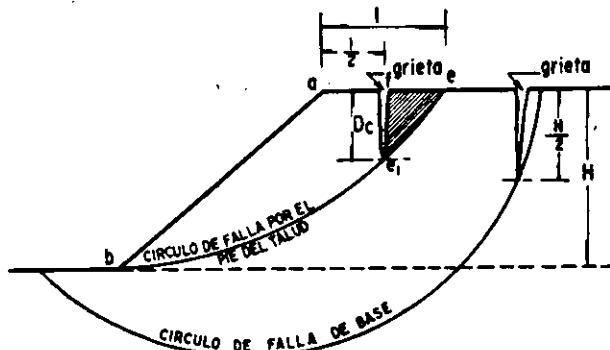


Figura VI-25. Grietas de tensión en la corona de un talud.



Agrietamiento en la corona de un corte.

$$c_c = \frac{\partial e_1}{\partial e} c_u \quad (6-7)$$

La posición del punto  $e_1$  depende de la de la grieta y suele determinarse como se muestra en la Fig. VI-25. Para círculo crítico por el pie del talud la grieta se desarrolla verticalmente desde el punto de la corona que se encuentra a la distancia  $\frac{l}{2}$  del borde del talud hasta la superficie de falla; en círculos de falla de base la grieta se define en el segmento vertical que va de la superficie de deslizamiento a la del terreno, cubriendo la distancia  $\frac{H}{2}$ .

El análisis anterior se hará, como es natural, sobre el círculo crítico.

Existe todo un conjunto de trabajos de índole teórica o de cálculo acumulativo y repetitivo encaminados a proporcionar al ingeniero proyectista de taludes en suelos puramente cohesivos, elementos que le eviten los tanteos a que conduce el método de cálculo que se describió con base en la Fig. VI-24. La Ref. 52, en su anexo V-a, recoge los trabajos que conducen a conclusiones más prácticas; las Refs. 3 y 54 abundan sobre el mismo tema. Aquí sólo se recogerán las conclusiones más importantes emanadas de los trabajos de Taylor (Refs. 55 y 56).

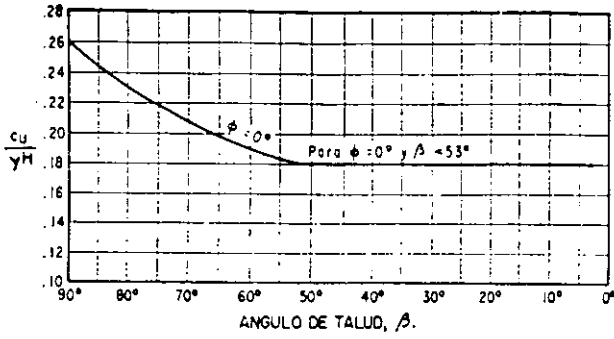


Figura VI-26. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes de materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación (Refs. 55 y 56).

Taylor relacionó la estabilidad de un talud cohesivo, homogéneo con el terreno de cimentación, a un número, denominado precisamente número de estabilidad y definido por la expresión:

$$N_e = \frac{c_u}{\gamma_m h} \quad (6-8)$$

Demostó teóricamente que en una gráfica que tenga en el eje de las ordenadas valores de  $N_e$  y en el de las abscisas valores del ángulo de inclinación del talud,  $\beta$  (Fig. VI-26), el valor  $\beta = 53^\circ$  tiene una importancia especial.

Todas las inclinaciones de taludes menores de  $53^\circ$  tienen las mismas condiciones de estabilidad (mismo  $N_e = 0.181$ ); en tales condiciones el círculo más crítico posible corresponde siempre a falla de base. Si la inclinación del talud es mayor de  $53^\circ$ , el número de estabilidad es variable, con ley aproximadamente lineal entre  $N_e = 0.181$  para  $\beta = 53^\circ$  y  $N_e = 0.26$  para  $\beta = 90^\circ$ ; para este caso el círculo más crítico posible corresponde a falla por el pie de talud.

La gráfica de la Fig. VI-26 evita ya todo cálculo al ingeniero proyectista, al proporcionarle el  $N_e$  ligado a cada inclinación, de donde podrá él despejar un valor de  $c_u$  necesario para el equilibrio en condición

crítica, el cual podrá comparar con la cohesión disponible en el suelo con que se trabaja. Ahora el factor de seguridad se podrá definir como

$$F_s = \frac{c_u \text{ (disponible)}}{c_u \text{ (necesaria)}} \quad (6-9)$$

Taylor también estudió el importante caso práctico en que a cierta profundidad dentro del terreno de cimentación puramente cohesivo exista un estrato resistente horizontal que limite el problema. La Fig. VI-27 ilustra el caso de manera gráfica.

Ahora el círculo más crítico será tangente al estrato resistente (a condición de que éste esté a una profundidad máxima de cuatro veces la altura del talud, pues a una profundidad mayor prácticamente no ejerce efecto y el caso se confunde con el de terreno de cimentación homogéneo). Si el estrato resistente está muy próximo a la superficie, el círculo más crítico se va pareciendo cada vez más a un círculo de falla por el pie del talud.

La Fig. VI-27 ilustra los conceptos de factor de profundidad y factor de alejamiento, que se utilizan en el ábaco de la Fig. VI-28 que permite resolver estos problemas sin necesidad de cálculos al proporcionar el número de estabilidad a cada condición geométrica. El manejo de este ábaco se considera obvio.

Los métodos simplificados anteriores no se pueden usar cuando el talud tenga una forma geométrica no regular o cuando se trabaje con un suelo estratificado, con varias capas de suelo arcilloso blando, pero con valores de  $c_u$  distintos para cada capa. Estos casos, que han de ser resueltos por tanteos, se ilustran en la Fig. VI-29.

Como es natural, los tanteos se podrán orientar con criterio. Por ejemplo, si uno de los estratos es notablemente más débil que los demás, quizá el círculo será el que tenga mayor desarrollo en ese estrato. Si existe un estrato muy resistente dentro de la profundidad significativa, es probable que el círculo más crítico sea tangente a dicho estrato.

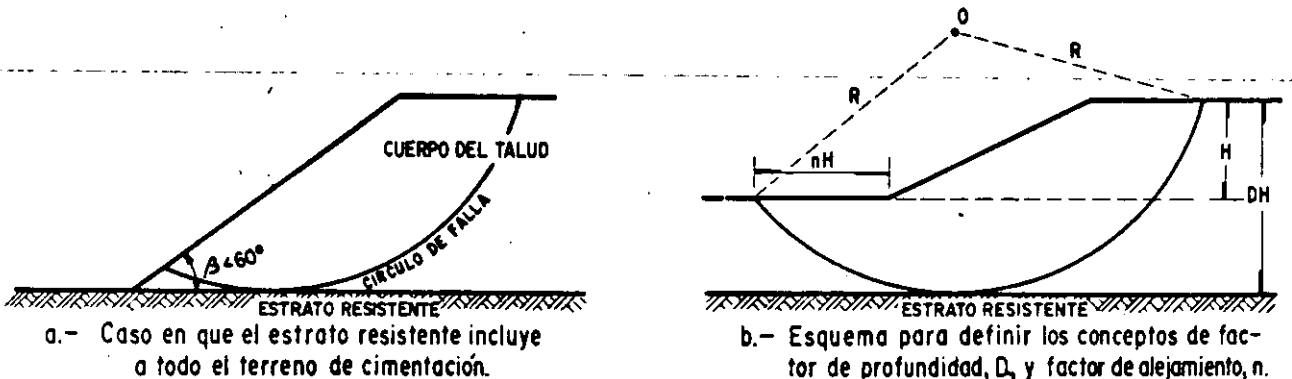


Figura VI-27. Círculo de falla en talud en material "cohesivo" cuando en el terreno de cimentación hay un estrato resistente (Refs. 55 y 56).

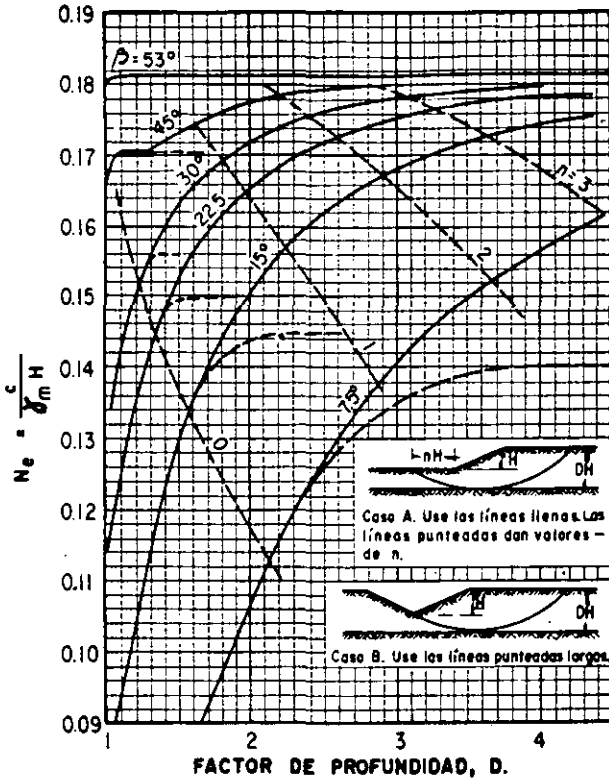
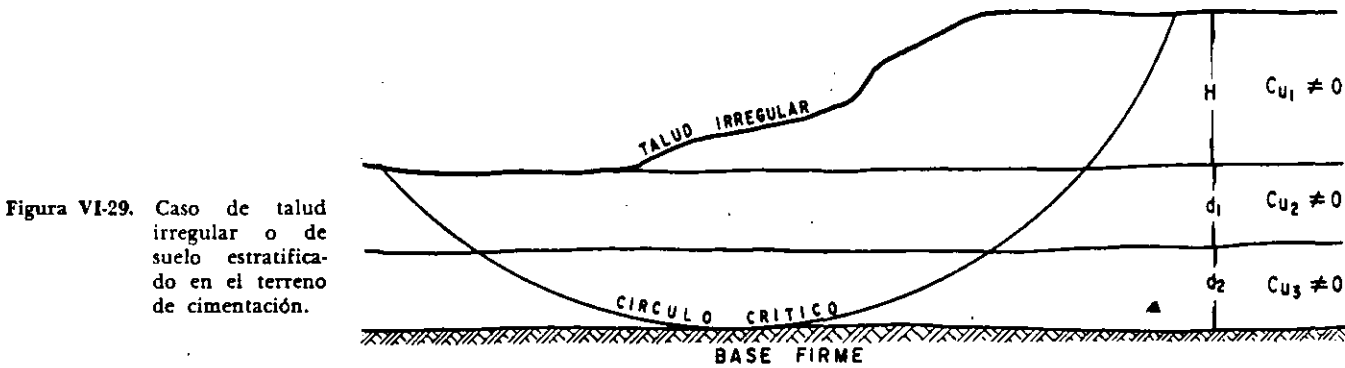


Figura VI-28. Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente (Refs. 55 y 56).



**B-2 El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se exprese como  $s = c_u + \sigma \tan \phi_u$**

Se trata ahora del caso de un análisis que se haga con esfuerzos totales para suelos situados sobre el nivel de aguas freáticas. En tales casos, se dispone en general de los parámetros de resistencia que se ob-

tengan en una prueba sin consolidación y sin drenaje (triaxial rápida o una prueba de campo o laboratorio equivalente).

El método de cálculo que se describirá es el método de las dovelas, sugerido por Fellenius (Ref. 51) y ampliamente popularizado en los análisis prácticos. La descripción se hará con base en la Fig. VI-30.

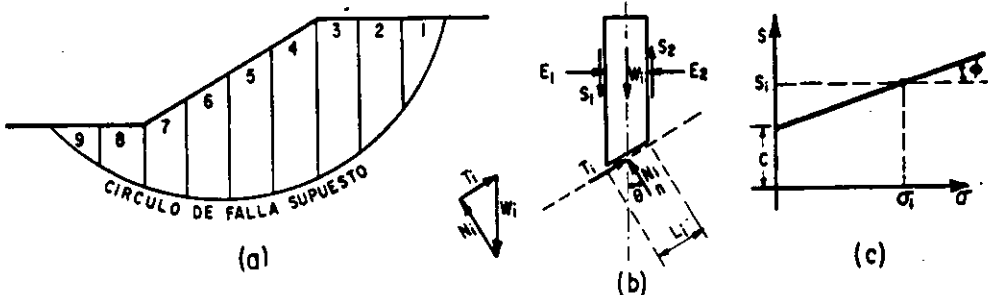


Figura VI-30. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius.

En primer lugar se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en la figura. En la parte (b) de la misma figura aparece el conjunto de fuerzas que actúan en una dovela, cuando la masa deslizante está situada sobre el nivel freático y no se toman en cuenta fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de la masa deslizante, deben estar en equilibrio. Sin embargo, las fuerzas  $E$  y  $S$ , actuantes en los lados de las dovelas, dependen de las características de esfuerzo-deformación del material y no se pueden evaluar rigurosamente; para poder manejarlas es preciso hacer una hipótesis razonable sobre su valor.

La hipótesis más simple a este respecto es que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y que, por lo tanto, esas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis; de hecho ésta fue la hipótesis de Fellenius en el procedimiento de cálculo original que presentó, que equivale a considerar que cada dovela actúa independiente de las demás y que las componentes  $N_i$  y  $T_i$  equilibran al peso  $W_i$  de la dovela  $i$ -ésima (Fig. VI-30).

Para cada dovela se puede calcular el cociente  $\frac{N_i}{L_i}$ , el cual se considera una buena aproximación al valor de  $\sigma_i$ , esfuerzo normal total medio actuante en

base de la dovela. Con este valor de  $\sigma_i$  puede encontrarse a la ley de resistencia, al esfuerzo cortante que se haya encontrado para el material (por lo general en este caso una ley ligada a los esfuerzos totales) y determinar en ella el valor de  $s_i$ , resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco  $L_i$ .

Ahora se puede calcular un momento motor en torno al punto 0, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas; este momento será:

$$Mm = R \sum |T_i| \quad (6-10)$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela,  $N_i$ , no da momento respecto a 0 por ser la superficie circular y pasar por 0 su línea de acción. Si hubiere sobrecargas en la corona del talud, su efecto se incluirá en la suma de la ecuación (6-10). Nótese también que la suma (6-10) es algebraica, pues para las dovelas situadas más allá de la vertical que pasa por 0, la componente del peso actúa en forma contraria, tendiendo a equilibrar a la masa.

El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante  $s_i$  que se desarrolla en la base de las dovelas.

Vale

$$Mr = R \sum s_i L_i \quad (6-11)$$

que es una suma aritmética, pues la resistencia siempre actúa en el mismo sentido.

Calculados  $Mm$  y  $Mr$  se podrá definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{Mr}{Mm} = \frac{\sum s_i L_i}{|T_i|} \quad (6-12)$$

El método de cálculo desemboca naturalmente, otra vez, en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo. Se deberán analizar tanto los círculos de falla de pie del talud como los de falla de base. En la tabla VI-4 aparece una manera de disponer los cálculos, de las varias que pudieran ocurrirse.

TABLA VI-4

Disposición de los cálculos para el método de Fellenius

DOVELA Nº	$W_i$	$N_i$	$T_i$	$\frac{N_i}{\Delta L_i} = \sigma_i$	$s_i$	$s_i L_i$

$\Sigma =$  Momento motor (algebraica)       $\Sigma =$  Momento resistente (aritmética)

Respecto a este factor de seguridad se pueden hacer reflexiones análogas a las que antes se presentaron, teniendo en cuenta que el tipo de análisis que ahora se describe suele efectuarse con suelos en los que la consolidación no añade nada, o muy poco, a la resistencia al esfuerzo cortante del material. En la tecnología de las vías terrestres es común aceptar en este caso factores de seguridad de 1.2 ó 1.3 en los casos normales y de 1.5 cuando se desee tener mayor seguridad en la estabilidad; este último es el valor que por lo común se recomienda en la literatura para taludes en general.

La Fig. VI-31 corresponde a trabajos de Taylor análogos a los que se describieron en el párrafo A-2.a (Refs. 55 y 56).

Se debe notar que esta figura incluye la información presentada en la VI-26 como un caso particular ( $\varphi = 0$ ). La gráfica evita los tanteos dentro de su campo de aplicación y funciona al entrar con la inclinación del talud y el valor de  $\varphi$  disponible en el suelo, para calcular la  $c$  necesaria para el talud en estudio, valor que debe compararse con la  $c$  disponible. Es evidente que puede entrarse con la  $c$  disponible y la inclinación del talud, para calcular la  $\varphi$  necesaria. La gráfica de la Fig. VI-31 corresponde a círculos de falla por el pie del talud únicamente. La teoría ha demostrado (Ref. 3) que en este caso no existe la posibilidad de falla de base a no ser que  $\varphi$  sea menor que aproximadamente  $3^\circ$ , de manera que si ocurre una falla de base en un suelo homogéneo se puede asegurar que el valor de  $\varphi$  en el instante de

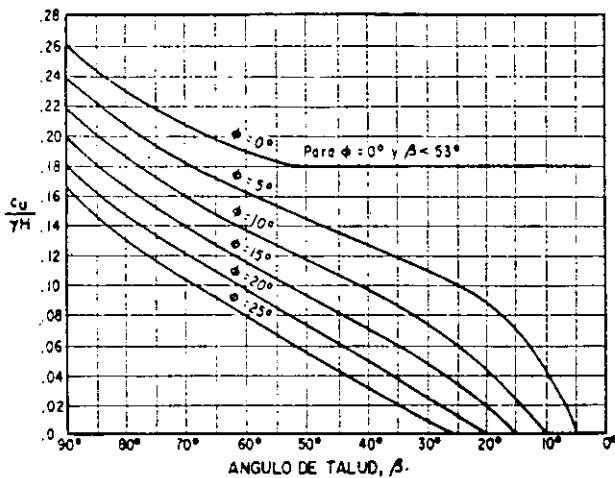


Figura VI-31. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en materiales con cohesión y fricción (Refs. 55 y 56).

la falla debió ser prácticamente cero con respecto a esfuerzos totales.

En las Refs. 52 y 57 se podrán ver los gráficos a los que llegó N. Jambú para proporcionar el número de estabilidad en condiciones de falla por el pie del talud en taludes simples, formados por suelos con fricción y cohesión, tras un análisis teórico bastante refinado.

Con frecuencia se presentan en la práctica taludes formados por suelos estratificados, tal como se ilustra en la Fig. VI-32, con referencia a un caso particular, útil para exponer el método con la necesaria generalidad.

La masa de deslizante se podrá considerar dividida en dovelas, dibujadas de manera que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, sino que cada dovela caiga sobre un solo material. El peso de la dovela deberá calcularse con sumandos parciales multiplicando la parte del área que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

El problema se puede resolver con una tabulación igual a la que se presenta en la tabla VI-4, utilizando para cada dovela la ley de resistencia al esfuerzo cortante que le corresponda, de acuerdo con la naturaleza del material.

El resto del desarrollo del método es enteramente análogo al que se vio para taludes homogéneos. El problema se deberá resolver siempre por tanteos, pues para este caso no hay disponibles ábacos o gráficos

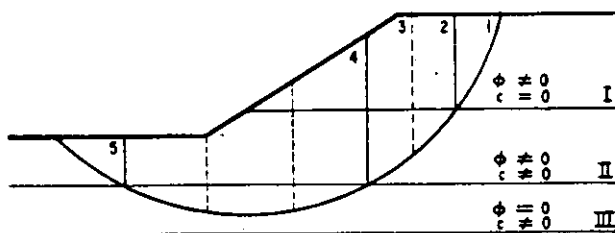


Figura VI-32. Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados.

de uso común. La búsqueda del círculo crítico se podrá facilitar bastante si hay estratos mucho menos o mucho más resistentes que los demás; en el primer caso, es probable que el círculo crítico sea el que tenga el máximo desarrollo en el estrato débil; en el segundo, probablemente será tangente al estrato resistente, pues al penetrar en él se incrementaría mucho la resistencia media.

**B-3 El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se exprese como  $s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$**

Se trata ahora del caso de un análisis que haya de hacerse con esfuerzos efectivos, para taludes situados total o parcialmente bajo el nivel freático o sometidos a una condición de flujo. Este tipo de análisis habrá de efectuarse con base en esfuerzos efectivos, que se obtengan de una prueba triaxial con consolidación y con drenaje (lenta) o con consolidación y sin drenaje (rápida consolidada), que se realice con medición de presiones de poro en el plano de falla en el instante de la falla.

En rigor, el método de dovelas que se presenta para el caso de taludes sobre el nivel freático sigue siendo válido y lo único que cambian son consideraciones sobre las fuerzas que actúan en las dovelas. La Fig. VI-33 ilustra el método de cálculo que se realizó utilizando los pesos sumergidos del material en tal condición, los pesos totales del material sobre el nivel freático y las presiones de agua actuantes en la dovela. En la figura se muestra un croquis general del talud, con una superficie circular de falla supuesta como uno de los tanteos que se deben efectuar. Se hace un análisis de las fuerzas actuantes en una dovela típica (parte (b) de la figura) y, finalmente, se presentan los polígonos dinámicos correspondientes al equilibrio en esa dovela; la parte (c) de la figura muestra la totalidad de las fuerzas que actúan en la dovela, en tanto que la parte (d) representa al polígono dinámico sobre la base de que son nulas las fuerzas  $E$  y  $S$  en las caras verticales de la dovela, como suele aceptarse en la versión original del método sueco establecido por Fellenius.

El piezómetro señalado en la parte (b) de la figura indica que en añadidura a la parcial sumersión del material existe una presión neutral  $u$  por flujo en el punto 0.

Se enfocará la atención sobre la dovela  $i$ -ésima, en la inteligencia que lo que de ella se diga habrá que decirlo de todas.

La fuerza actuante será el peso de la dovela, que se podrá calcular con la expresión:

$$W = W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w \tag{6-13}$$

$W_1$  corresponde a la parte de la dovela situada sobre el N.A.F. y se debe calcular con el  $\gamma_m$  del material.  $\bar{W}$  corresponde a la parte sumergida y se debe calcular con  $\gamma'_m$ . La componente  $zb\gamma_w$  representa el

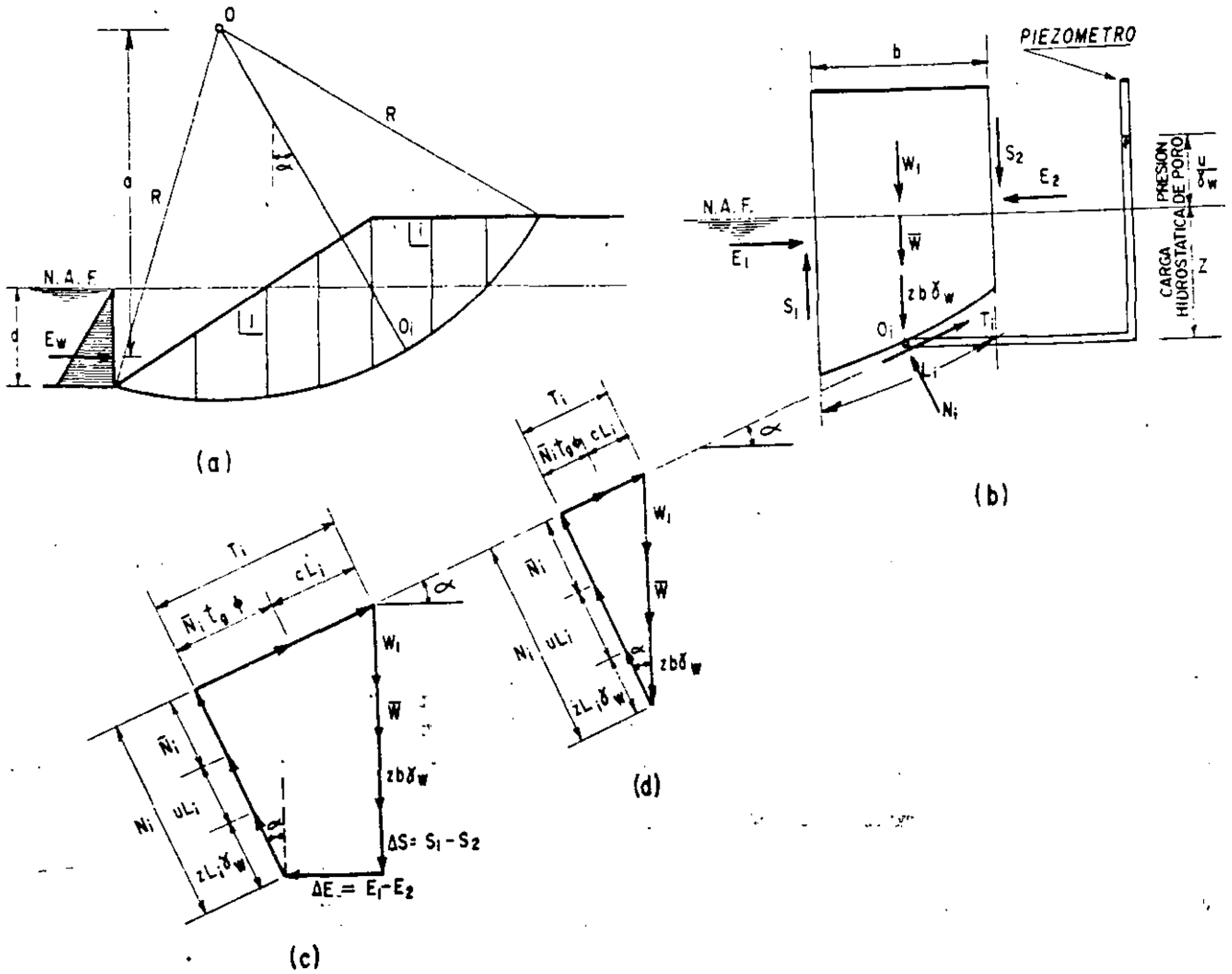


Figura VI-33. Aplicación del Método Svecio al caso de un talud con flujo y parcialmente bajo el N.A.F. Análisis con presiones de poro y esfuerzos efectivos.

peso del agua incluido en la parte sumergida de la dovela. Si toda la dovela estuviera bajo agua, como la dovela *j* que se muestra en la parte (a) de la figura, se debería considerar en el último término de la expresión (6-13) el peso de toda el agua sobre ella.

La presión total del agua en  $O_i$  está dada por el piezómetro señalado y vale:

$$u_i = z\gamma_w + u \quad (6-14)$$

donde  $z\gamma_w$  es la presión hidrostática correspondiente a la posición del nivel freático y  $u$  es una presión neutral en exceso de la hidrostática, causada, por ejemplo, por flujo. Este exceso de presión se debe conocer para que sea posible efectuar el análisis, bien sea por medio de una red de flujo, por pruebas triaxiales o por mediciones de campo. El primer método se comenta en el apéndice de este libro (ver lo tratado en conexión con la Fig. A-10); el segundo se trató someramente en el capítulo I, y el tercero se describirá un poco en el capítulo dedicado a instrumentación de campo, en el volumen II de esta obra.

Si el N.A.F. está colocado bajo  $O_i$ , la presión de poro en  $O_i$  es  $h\gamma_w$ , siendo  $h$  la altura a la cual subiría el agua en un piezómetro colocado en  $O_i$ . Si la presión de poro se debe a la capilaridad (tensión en el agua), se deberá considerar como negativa en todos los análisis que siguen.

El momento motor valdría:

$$Mm = \Sigma(W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w) R \text{ sen } \alpha \quad (6-15)$$

pero como bajo el nivel freático el agua debe estar en equilibrio, se debe tener:

$$\Sigma zb\gamma_w R \text{ sen } \alpha = \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a \quad (6-16)$$

donde el segundo miembro de la ecuación (6-16) representa el efecto del empuje hidrostático del agua al pie del talud. Así, en definitiva, el momento motor debe valer:

$$Mm = \Sigma(W_1 + \bar{W}) R \text{ sen } \alpha = R \Sigma \bar{T}_i \quad (6-17)$$



de manera que el momento motor depende de lo que podría considerarse el peso efectivo de la dovela, cuya componente en la dirección del deslizamiento se denomina  $\bar{T}_i$ .

El momento resistente dependerá de la resistencia al esfuerzo cortante que realmente se desarrolle en la base de la dovela. Dicha resistencia se podrá calcular si se multiplica el peso total de la dovela  $(W_1 + \bar{W} + z\gamma_w)$  por  $\cos \alpha$ , lo cual proporcionará la fuerza normal total  $N_i$ . Dicho valor de  $N_i$  dividido entre  $L_i$  proporcionará la presión normal total en la base de la dovela,  $\sigma_i$ .

Es evidente que la presión normal efectiva,  $\bar{\sigma}_i$ , será:

$$\bar{\sigma}_i = \sigma_i - z\gamma_w - u = \sigma_i - u_T$$

valor con el cual habrá que entrar en la envolvente de resistencia al esfuerzo cortante con base en esfuerzos efectivos, para obtener  $\bar{s}_i$ , resistencia al esfuerzo cortante a considerar en la base de la dovela.

El momento resistente valdrá, por lo tanto:

$$Mr = \sum \bar{s}_i L_i R \tag{6-18}$$

El factor de seguridad ligado al círculo será:

$$F_s = \frac{\sum \bar{s}_i L_i}{\sum T_i} \tag{6-19}$$

Por lo demás, habrá que realizar un procedimiento de tanteos para llegar a determinar el círculo crítico ligado al factor de seguridad mínimo. Respecto

a la elección del factor de seguridad mínimo a considerar en el proyecto, caben las reflexiones ya hechas, pero teniendo en cuenta que ahora la condición de carga considerada es más severa (o más realista), por lo que será de esperar un menor margen de incertidumbre.

Conviene tabular los cálculos en forma análoga a la indicada en la tabla VI-4.

Como ya se señaló en el párrafo VI-4 de este capítulo, el anterior no es el único medio de realizar el análisis de estabilidad en este caso. También se puede hacer si se utilizan los pesos totales del suelo y las fuerzas de filtración que el agua ejerce sobre las paredes de las dovelas; en este caso, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo ha de extraerse también de una envolvente de esfuerzos efectivos, del tipo de la que se obtiene con pruebas triaxiales con consolidación y con drenaje.

La Fig. VI-34 muestra cuáles serían las fuerzas actuantes a considerar en cada dovela al utilizar este procedimiento de cálculo.

En primer lugar se considerará el peso  $W$  de la dovela, calculado a partir del  $\gamma_m$  del suelo. En segundo lugar se tendrán las fuerzas  $E$  y  $S$ , en ambas caras laterales de la propia dovela; en una aplicación del método sueco en su versión más simple, estas fuerzas se considerarán sin efecto. También habrá que tomar en cuenta las fuerzas de agua  $U_1$  y  $U_2$  en los lados de la dovela y  $U_b$  en la base.

Si no hay flujo de agua y ésta está en condición hidrostática, las fuerzas de agua serán únicamente las respectivas que resulten de los empujes hidrostáticos en los lados y la subpresión hidrostática en la base, pero si hay flujo de agua, estas fuerzas han de

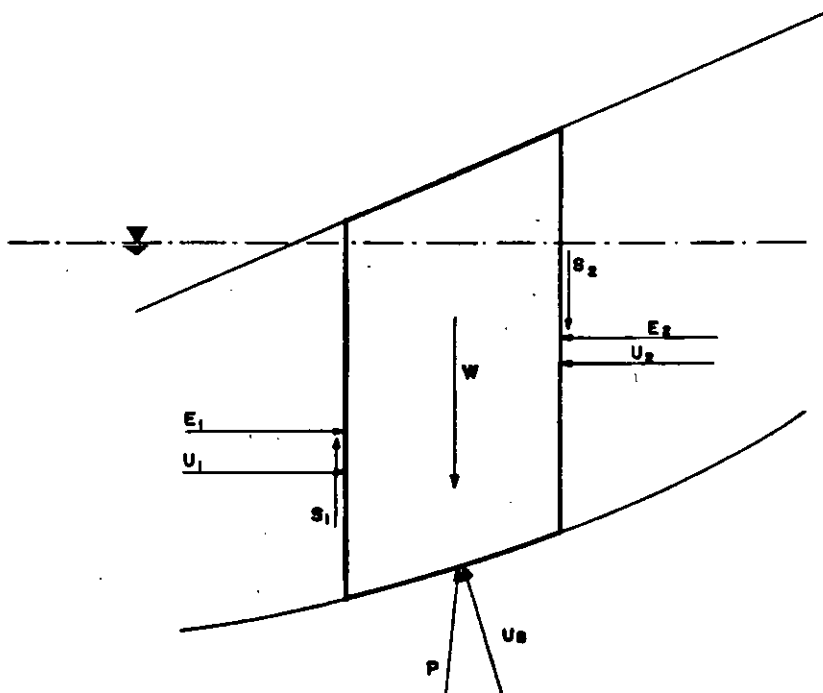


Figura VI-34. Fuerzas actuantes en una dovela. Análisis con fuerzas de filtración.

obtenerse en la red de flujo, con los métodos que se explican en el apéndice de este libro.

Una vez establecidas las fuerzas en cada dovela, los momentos resistentes y motor se pueden establecer en la forma usual para cada círculo que se estudie, y el método de cálculo se desarrolla como ya ha quedado establecido en páginas anteriores. Es conveniente realizar algún tipo de tabulación que sistematice el trabajo.

**B-4 Procedimientos más refinados para aplicar el método sueco.**

Si se toma en cuenta el efecto de las fuerzas de tierra laterales en las dovelas esto puede conducir a alguna ganancia en la exactitud de los resultados que se obtengan. En la Ref. 3, Terzaghi y Peck mencionan que para superficies circulares el error que se comete con el método original tal vez no exceda de 10 ó 15% y queda del lado conservador. En la Ref. 48 se menciona que en el caso de presas de tierra con grandes respaldos de enrocamiento, el aumento en factor de seguridad al tomar en cuenta las fuerzas laterales puede ser tan grande como un 30%, lo que justifica ya el análisis refinado, por razones de costo. Por último, en la Ref. 58 se menciona que este cambio puede llegar a 60% en algunos casos.

A pesar de estas reflexiones, raras veces quizá se justifica en la tecnología de las vías terrestres el uso de procedimientos de cálculo más refinados que los hasta ahora descritos, en los que no se toma en cuenta ningún efecto de las fuerzas laterales de tierra en las dovelas. Como ilustración, sin detallar su desarro-

llo teórico, se citará aquí sólo un método refinado debido originalmente a Bishop, que más tarde fue objeto de una simplificación y en el que las fuerzas laterales se consideran horizontales. El detalle general del método podrá consultarse en las Refs. 59 y 60. La presentación que aquí se ilustra procede de la Ref. 61.

El factor de seguridad del talud resulta expresado por la ecuación:

$$F_s = \frac{\sum [cb_i + (W_i - b_i u_i) \tan \phi] \frac{1}{M_i(\alpha)}}{\sum (W \text{ sen } \alpha)_i} \quad (6-20)$$

donde:

$b_i$  es el ancho de la dovela  $i$ -ésima, medido en la dirección horizontal.

$c, \phi$  son los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos.

$W_i$  es el peso total de la dovela  $i$ -ésima.

$u_i$  es la presión neutral media en la base de la dovela.

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{F_s} \right) \quad (6-21)$$

Nótese que la ecuación (6-20) se ha de resolver por tanteos, pues incluye a  $F_s$  en sus dos miembros; la convergencia de los tanteos por fortuna es muy rápida y la figura VI-35 ayudará a realizarlos con rapidez al proporcionar el valor  $M_i(\alpha)$ , correspondiente a cada dovela.

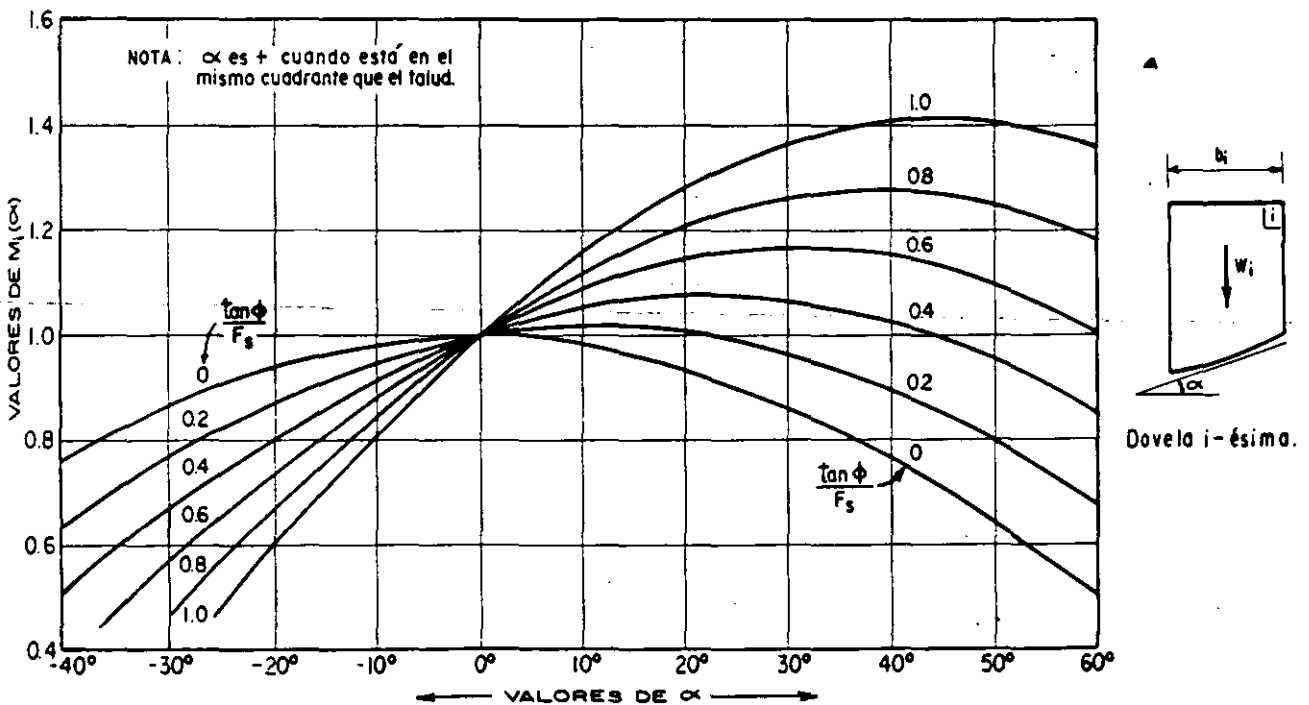


Figura VI-35. Gráfica para la determinación de  $M_i(\alpha)$ .

En rigor el método de Bishop tampoco conduce a valores teóricamente correctos del factor de seguridad, pero sí proporciona mayor margen de precisión. En la Ref. 62 se ofrece un procedimiento para aplicar el método de Bishop en forma gráfica. Las Refs. 63 y 64 proporcionan el modo de aplicarlo con métodos de computación electrónica.

Existen versiones más refinadas del método de Bishop, en las que se consideran ciertas inclinaciones para las fuerzas laterales de tierra (Refs. 19, 48 y 65); en general se da a dichas fuerzas la inclinación del talud.

Por último, en las Refs. 60 y 66 se presentan procedimientos para tomar en cuenta el efecto de las fuerzas laterales de tierra en las dovelas, aun en el caso de no usar superficies circulares de deslizamiento; de estos métodos se hará uso en el apartado C de este párrafo.

**B-5 Algunos comentarios adicionales en torno al método sueco**

Las principales hipótesis que se utilizan en el método sueco son las siguientes:

1. Superficie de falla circular.
2. Se hace un análisis bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana.
3. Se considera válida la ley de resistencia Mohr-Coulomb.
4. Se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en todos los puntos de la superficie de deslizamiento. Ya se ha visto que esta consideración está en contradicción con algunas observaciones y modos de pensar actuales.
5. En los análisis con flujo de agua, se acepta que el suelo se encuentra consolidado bajo la condición de régimen establecido, siendo la presión de poro de la red de flujo la única actuante.

En el método sueco se plantea un problema en el que, en principio, el número de incógnitas supera al de las tres ecuaciones que proporciona la estática para el sistema de fuerzas que se plantea (Ref. 61). La Fig. VI-36 ilustra la anterior afirmación.

El peso  $W$  es una fuerza conocida en magnitud y posición. Las reacciones por fuerzas normales y por fuerzas tangenciales debidas a la fricción ( $N$  y  $R_\phi$ , en la figura) son desconocidas tanto en magnitud como en posición, si bien se sabe que han de ser normales entre sí. También debe entenderse que:

$$R_\phi = \frac{\bar{N} \tan \phi}{F_s}$$

donde  $F_s$  es el factor de seguridad ligado al círculo, también desconocido. La reacción por cohesión  $R_c$

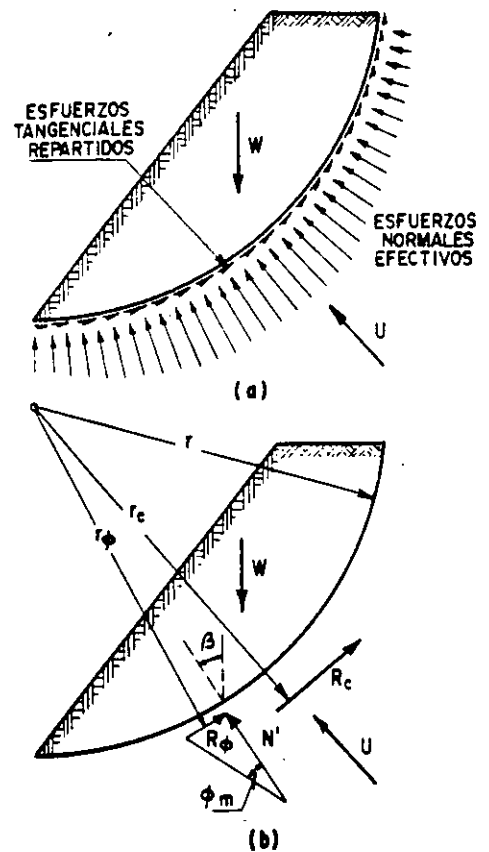


Figura VI-36. Fuerzas que actúan sobre una masa deslizante de límite circular. a) Esfuerzos normales y tangenciales distribuidos sobre el contorno. b) Fuerzas resultantes.

está totalmente determinada en posición por la variación de  $c$  a lo largo de la superficie de falla, y su magnitud también se podría saber en términos de  $c$  y  $F_s$ . En definitiva el análisis plantea cuatro incógnitas que son  $F_s$ , la magnitud y la posición de  $\bar{N}$  y la magnitud de  $R_\phi$ ; la estática proporciona tres ecuaciones de equilibrio, por lo que el problema no estará determinado si no se recurre a las características de deformación del suelo.

La anterior es la razón básica por la cual el método sueco requiere de hipótesis que determinen el problema. Una discusión completa sobre la mejor manera de realizar tales hipótesis y de las incluidas en los diferentes métodos hoy en uso, se podrá encontrar en las Refs. 58 y 67.

**C Análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares**

Se comprenden bajo el anterior encabezado, las superficies de falla de laderas naturales o taludes del tipo casi plano o de formas compuestas que difieren mucho de la circular, para las que la hipótesis del método sueco resulta poco satisfactoria. Las Refs. 60, 66 y 67 proporcionan métodos de cálculo para el caso; una

buena recopilación de los varios disponibles figura en la Ref. 68. Sin embargo, en la presentación que sigue se adoptarán los lineamientos que ofrece la Ref. 3, en la que se da al problema un tratamiento más analítico que el que se ha utilizado hasta ahora en esta obra; por este estilo de tratamiento, por cierto muy usual en la literatura moderna y posible también para las formas tradicionales del método sueco ya presentadas, se puede llegar directamente a una expresión para el factor de seguridad, la cual ha de resolverse con tanteos; de hecho este ha sido ya el planteamiento con el que se presentaron las ecs. 6-20 y 6-21.

La Fig. VI-37 muestra una superficie de falla del tipo no circular. En la parte (a) se muestra el croquis general de la ladera y la posición de la dovela  $i$ -ésima. La parte (b) indica el conjunto de fuerzas actuantes en cada dovela, y la parte (c) el polígono dinámico correspondiente a su equilibrio.

Si se adopta un polo arbitrario de momentos,  $O$ , el equilibrio de toda la masa deslizante exige que:

$$\Sigma Wl = \Sigma (T_i a + N_i f) \div \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \quad (6-22)$$

Pero

$$W = W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w \quad (6-23)$$

y del polígono dinámico

$$T_i = \frac{c}{F_s} L_i + \bar{N}_i \frac{\tan \phi}{F_s} \quad (6-24)$$

$T_i$  es la fuerza actuante en la dirección tangencial, neutralizada por la fracción de la resistencia del suelo que se esté movilizando; por esta razón, esta última se afecta por el factor de seguridad (si la dovela estuviera en equilibrio límite, se movilizaría la resistencia máxima, pero al estar en una condición de equilibrio más holgado, se moviliza una fracción de la resistencia, en proporción precisamente al factor de seguridad).

Tomada en cuenta la ec. 6-24, la 6-22 podrá escribirse:

$$\Sigma (W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w) l = \Sigma \left( \frac{c}{F_s} L_i + \bar{N}_i \frac{\tan \phi}{F_s} \right) a + \Sigma N_i f + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \quad (6-25)$$

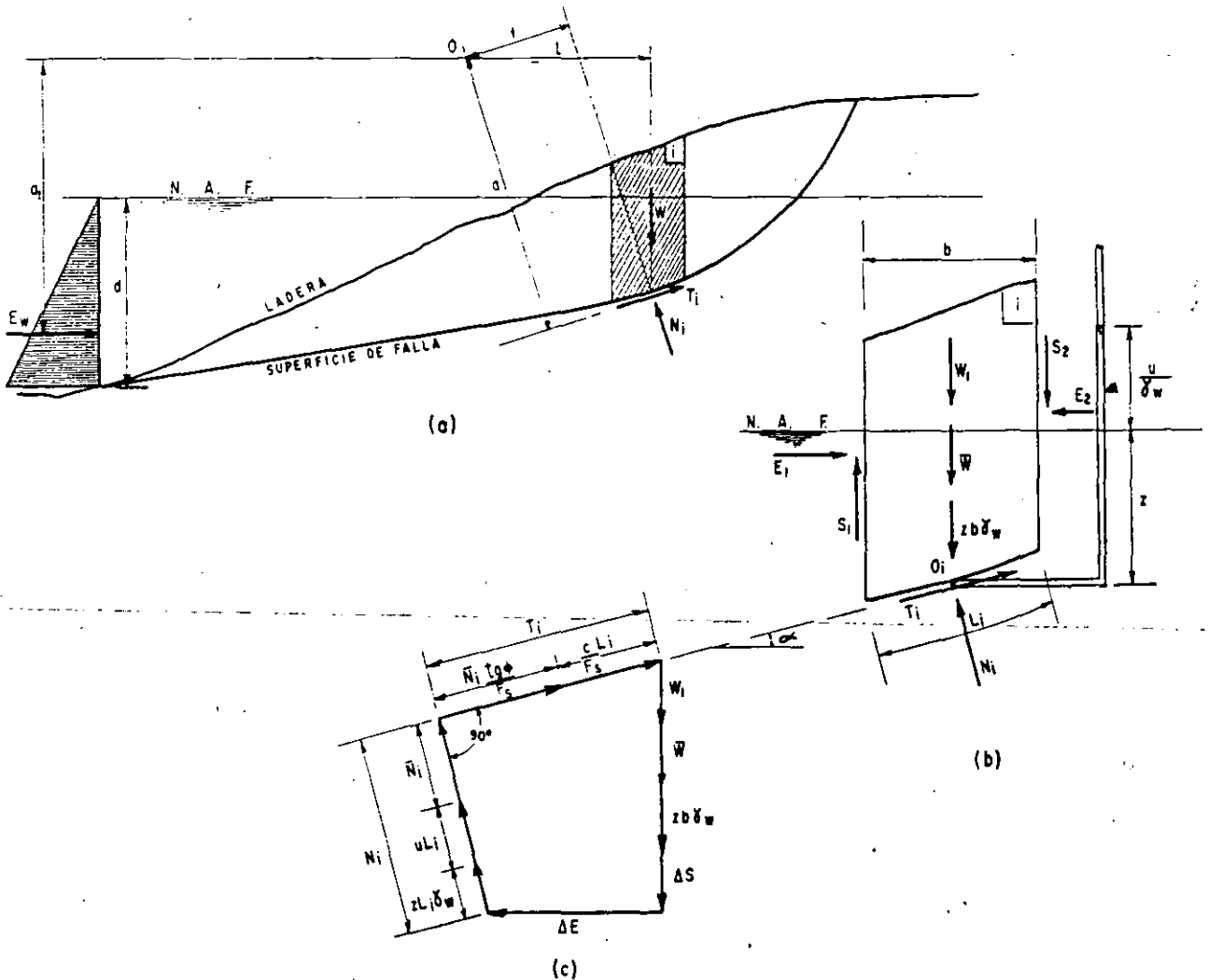


Figura VI-37. Análisis de estabilidad con superficie de-falla no circular (Ref. 3).

Despejando al factor de seguridad:

$$F_s = \frac{\Sigma(cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) a}{\Sigma(W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w) l - \Sigma N_i f - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1} \quad (6-26)$$

Bajo el nivel del agua, la masa de ésta debe estar en equilibrio, por lo que:

$$\Sigma zb\gamma_w l - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 = \Sigma z\gamma_w L_i f \quad (6-27)$$

En otras palabras, el peso del agua, el empuje hidrostático al pie de la ladera y la fuerza debida a la presión hidrostática del agua en la base de la dovela, deben de estar en equilibrio de momentos en torno a 0.

Si los resultados de la ec. 6-27 se llevan al denominador de la ec. 6-26, éste quedará:

$$\Sigma(W_1 + \bar{W}) l - \Sigma(N_i - z\gamma_w L_i) f \quad (6-28)$$

Definiendo

$$\bar{N}_i = N_i - (z\gamma_w + u) L_i \quad (6-29)$$

como la fuerza normal efectiva en la base de la dovela (se ha considerado la existencia de una presión neutral,  $u$ , por ejemplo, por flujo), podrá escribirse el denominador de la expresión 6-26 como:

$$\Sigma(W_1 + \bar{W}) l - \Sigma(\bar{N}_i + uL_i) f \quad (6-30)$$

y la ecuación 6-26 queda:

$$F_s = \frac{\Sigma(cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) a}{\Sigma(W_1 + \bar{W}) l - \Sigma(\bar{N}_i + uL_i) f} \quad (6-31)$$

La expresión (6-31) proporcionaría el valor del factor de seguridad ligado a la superficie de falla en estudio si se conocen los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo en términos de esfuerzos efectivos y las presiones de poro en la base de la dovela, pero despreciando el efecto de las fuerzas laterales de tierra  $E$  y  $S$ .

Si se desea tomar en cuenta el efecto de estas fuerzas se podrá hacer una suma de fuerzas en la dirección vertical, en el polígono dinámico de la Fig. VI-37c:

$$W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w + \Delta s = (z\gamma_w L_i + uL_i + \bar{N}_i) \cos \alpha + \frac{1}{F_s} (cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) \sin \alpha \quad (6-32)$$

De la ecuación (6-32) puede despejarse:

$$\bar{N}_i = \frac{W_1 + \bar{W} + \Delta s - ub \frac{C}{F_s} b \tan \alpha}{M_i(\alpha)} \quad (6-33)$$

Para obtener la expresión anterior debe tomarse en cuenta que

$$L_i \cos \alpha = b$$

y que la función  $M_i(\alpha)$  fue ya definida por la ecuación (6-21).

Llevando el valor de la ecuación (6-33) a la (6-31), puede obtenerse finalmente:

$$F_s = \frac{\Sigma[cb + (W_1 + \bar{W} + \Delta s - ub) \tan \phi] \frac{\alpha}{M_i(\alpha)}}{\Sigma(W_1 + \bar{W}) l - \Sigma[W_1 + \bar{W} + \Delta s + (ub \tan \phi - cb) \frac{\tan \alpha}{F_s}] \frac{f}{M_i(\alpha)}} \quad (6-34)$$

La ecuación (6-34) debe resolverse por aproximaciones sucesivas, pues contiene a  $F_s$  en sus dos miembros. El cálculo se podrá ayudar con el gráfico de la Fig. VI-35 para la determinación de  $M_i(\alpha)$ . La fórmula 6-34 da el  $F_s$  ligado a una superficie de falla dada; deberán tantearse otras para llegar al  $F_s$  mínimo.

El valor de  $F_s$  depende de  $\Delta S$  y ésta deberá introducirse en la fórmula (6-34) con alguno de los valores que se proporcionan en los distintos métodos a que se ha hecho referencia en páginas anteriores. En la gran mayoría de los problemas prácticos será suficiente aplicar la ecuación (6-34) con  $\Delta S = 0$ . La convergencia de los tanteos para la ecuación (6-34) es rápida.

#### D Falla traslacional

El modelo matemático de este tipo de falla se ilustra esquemáticamente en la Fig. VI-38.

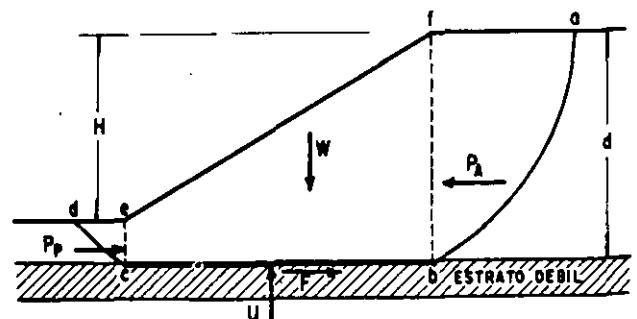


Figura VI-38. Superficie de falla correspondiente a una falla de traslación.

El estrato débil que se señala suele estar en la naturaleza formado por arcillas blandas o arenas más o menos finas, sobre todo si estas últimas están sometidas a subpresiones que disminuyan los esfuerzos efectivos y rebajen la resistencia al esfuerzo cortante; el riesgo de este tipo de fallas es particularmente crítico en laderas inclinadas, con el estrato débil guardando una inclinación similar.

Si el talud forma parte de un terraplén construido sobre una ladera natural o un terreno de cimentación cualquiera, la condición más crítica será la inicial si el estrato débil es de arcilla; en este caso los parámetros de resistencia se obtendrán de una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje y el análisis se podrá hacer con base en esfuerzos totales. En este mismo caso, pero con un estrato débil formado por arena bajo el nivel freático, quizás sometido a subpresión, se ha de efectuar un análisis con base en esfuerzos efectivos, haciendo intervenir la fuerza  $U$ , subpresión total que se obtiene como el área del diagrama de subpresiones.

Si el talud está formado por un corte excavado en una ladera natural, la condición crítica será, como ya se dijo, la correspondiente a largo plazo y el análisis por esfuerzos efectivos será el conveniente.

En términos generales el procedimiento de cálculo se puede plantear como se indica a continuación.

La cuña  $bfec$  se moverá hacia la izquierda a causa del empuje de tierra en el plano  $bf$ ; puede aceptarse que este empuje sea el activo. Las fuerzas resistentes son el efecto de un empuje pasivo en el plano  $ec$  y la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento  $cb$  ( $F$ ). Los empujes de tierra podrán evaluarse con los métodos indicados en el capítulo V.

En un análisis con esfuerzos totales (terraplén construido sobre un terreno que contiene un estrato débil arcilloso), la fuerza  $F$  será simplemente igual a  $c_u \cdot \bar{cb}$ . En un análisis con esfuerzos efectivos, la fuerza  $F$  será:

$$F = c \cdot \bar{cb} + (W - U) \tan \varphi \quad (6-35)$$

Donde  $c$  y  $\varphi$  deben expresarse en términos de esfuerzos efectivos. La fuerza  $U$ , subpresión total, se deberá obtener como el área del diagrama de subpresiones en el plano  $cb$ , el cual a su vez se podrá obtener de una red de flujo, por ejemplo.

El factor de seguridad que indique el riesgo de falla puede escribirse como:

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_A} \quad (6-36)$$

En los diseños prácticos probablemente no será prudente aceptar un factor de seguridad menor que 1.5.

Debe notarse que en este caso la consideración de los planos  $fb$  y  $ec$  para el cálculo de los empujes de tierras y de la fuerza  $F$  conduce al factor de segu-

ridad mínimo, en el caso de la Fig. VI-38, pues cualquier movimiento del punto  $b$  hacia la derecha o del  $c$  hacia la izquierda aumenta la fuerza  $F$  con los mismos empujes de tierra. Si  $b$  ó  $c$  se mueven hacia la parte inclinada del talud,  $F$  disminuye como función lineal de  $H$ , pero el empuje activo disminuye como función de  $d^2$  (si  $b$  se mueve hacia la izquierda) el empuje pasivo aumenta también como función de  $d^2$  (si  $c$  se mueve a la derecha), de lo que fácilmente puede deducirse un factor de seguridad mayor que el correspondiente al caso que se muestra en la figura.

## E El método de la cuña

Se trata de un método para analizar la estabilidad del cuerpo de un talud, en principio aplicable a los mismos casos que cubre el método sueco a través de su hipótesis de falla circular; sin embargo, por la naturaleza de las superficies de falla que ahora se manejan (superficies planas), en los cálculos prácticos el método de la cuña se ha ligado más bien a las fallas traslacionales, considerándose que el caso típico para su aplicación es el de un terraplén construido sobre un terreno de cimentación que incluya un estrato muy blando cercano a la superficie (o quizá en la propia superficie, como podría ser el caso de zonas de meteorización intensa en suelos residuales mucho más duros a mayor profundidad) o el de un terraplén de suelo construido sobre un terreno de cimentación duro y resistente.

En el método, la superficie de deslizamiento potencial o real se representa por dos o más segmentos de recta, por ejemplo como se muestra en la Fig. VI-39.

Se definen así cuñas dentro de la masa deslizante (I y II en el caso de la figura). La resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento se debe expresar en función de los parámetros de resistencia aplicables.

Existen en el equilibrio de las dos cuñas cuatro conceptos mecánicos desconocidos ( $E$ ,  $\bar{N}_1$ ,  $\bar{N}_2$  y  $\alpha$ ) y una quinta incógnita que es el factor de seguridad correspondiente a la superficie de falla escogida. En efecto, para una geometría dada y unos parámetros de resistencia dados deben quedar definidas unas condiciones de estabilidad para la masa deslizante, las que han de reflejarse en un factor de seguridad determinado.

Para resolver el problema se tienen dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas en cada cuña, por lo que éste está indeterminado.

Al hacer el diagrama del cuerpo libre de la cuña I ó de la II aparecen sobre ella las siguientes fuerzas (se toma como referencia la cuña I):

$$\text{Una fuerza } C_1 = \frac{c}{F_s} \overline{AB} \quad (6-37)$$

Una fuerza  $\bar{T}_1$ , que depende del valor de  $\bar{N}_1$ , de los parámetros de resistencia y del propio valor de  $F_s$ .

La fuerza  $\bar{N}_1$

El peso de la cuña  $W_1$

El empuje de tierra que sobre la cuña I produce la cuña II,  $E$ .

$$\text{Una fuerza, } C_3 = \frac{c}{F_s} \overline{BC} \quad (6-37)$$

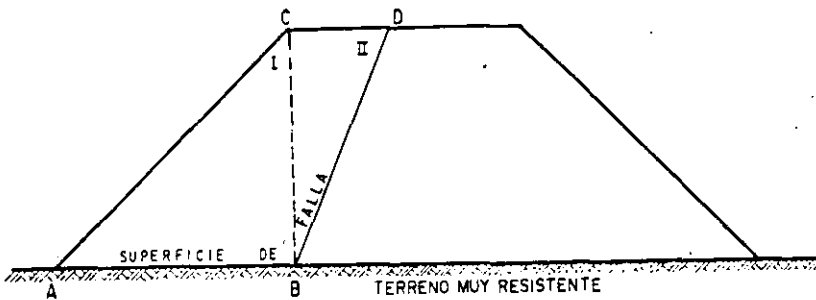
De esto se deduce que es preciso hacer una hipótesis que permita eliminar alguna de las incógnitas para determinar el problema. Esta hipótesis se refiere por lo común a la dirección de la fuerza  $E$ ; suele aceptarse que  $E$  es paralela al plano del talud o decirse que forma con la normal a la superficie de contacto entre las cuñas un ángulo,  $\varphi_E$ , definido por la expresión

$$\varphi_E = \text{áng. tan } \frac{\tan \phi}{F_s}$$

Esta última es la hipótesis aceptada al construirse la Fig. VI-39.

Las fuerzas  $\bar{T}_1$  y  $\bar{N}_1$  son desconocidas en magnitud, pero no en dirección; de la misma manera su resultante,  $\bar{R}_1$ , será conocida en dirección, pues ha de formar con la fuerza  $\bar{N}_1$  el ángulo  $\varphi_E$ , que representa al ángulo de fricción, tomado en cuenta el efecto del factor de seguridad. Son estas fuerzas  $\bar{R}_1$  y  $\bar{R}_2$  las que se toman en cuenta para construir el polígono dinámico que aparece en la parte c de la figura, en vez de las componentes  $\bar{T}_1$  y  $\bar{N}_1$ .

El dinámico de la cuña I comenzará a construirse por  $W_1$ , que es conocida en magnitud y posición. A continuación será preciso suponer un factor de seguridad para la combinación de las dos cuñas. Con base en tal hipótesis y con la ecuación (6-37), se conocerán en magnitud y posición las fuerzas  $C_1$  y  $C_3$  que se pueden llevar al dinámico. En realidad, en la figura el polígono dinámico se empezó por  $C_3$ , por razones de dibujo. Por el extremo  $C_1$  se podrá trazar una línea que tenga la misma dirección que  $\bar{R}_1$  (parte b de la figura) y por el origen de  $C_3$  una línea que tenga la misma dirección que  $E$ . De esta manera,



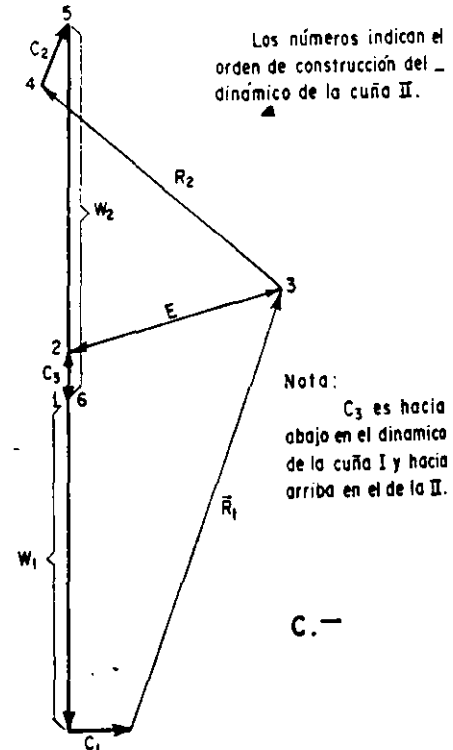
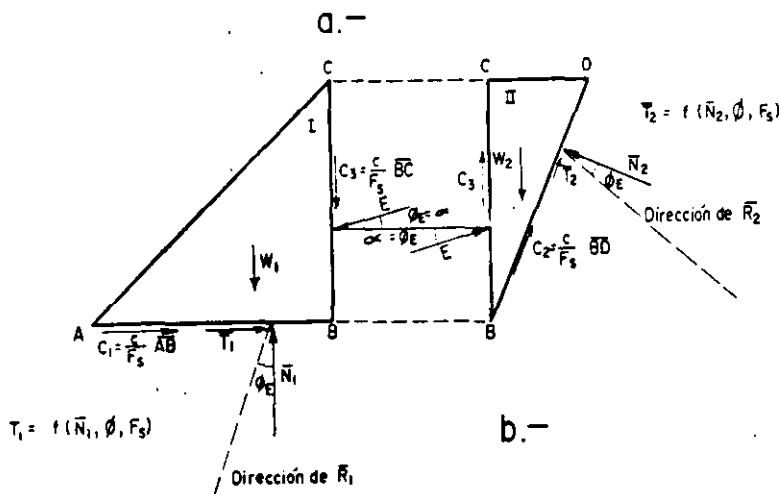
Ley de resistencia al esfuerzo cortante en el terraplén:

$$s = c + \bar{\sigma} \text{tg } \phi$$

Hipótesis:

$$\alpha = \phi_E$$

$$\phi_E = \text{áng. tg } \frac{\text{tg } \phi}{F_s}$$



Los números indican el orden de construcción del dinámico de la cuña II.

Nota:  $C_3$  es hacia abajo en el dinámico de la cuña I y hacia arriba en el de la II.

Figura VI-39. Método de la cuña.

las fuerzas  $\bar{R}_1$  y  $E$  quedan determinadas para el factor de seguridad supuesto.

Sobre el dinámico de la cuña I se puede construir el de la cuña II, llevando  $W_2$ , de manera que  $C_1$  y  $E$ , que son conocidas, se superpongan con las fuerzas previamente dibujadas (ver parte c de la figura). Aplicando la ecuación (6-37) a la cuña II, se podrá calcular  $C_2$  para el factor de seguridad supuesto. Por el extremo de  $C_2$  podrá llevarse una línea con la dirección de  $\bar{R}_2$ .

Si el valor del factor de seguridad elegido fuese correcto, el dinámico construido como se indicó se cerraría, pasando la línea de acción de  $\bar{R}_2$  por el origen de  $C_2$ . Empero, es probable que no suceda tal cosa, indicio de que se supuso un factor de seguridad que no refleja las condiciones reales del problema. Así, habrá que proceder por tanteos hasta encontrar el factor de seguridad correspondiente al caso, el cual deberá tener un valor satisfactorio. Desde luego que ese factor estará ligado a una cierta superficie de falla; deberá repetirse el cálculo para otras superficies posibles, hasta alcanzar la seguridad de que no hay para el terraplén en estudio ninguna superficie de falla a la que esté ligada un factor de seguridad indeseablemente bajo.

## VI.6 TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

Mucho de lo que ahora debería decirse con referencia al importante problema de terraplenes construidos sobre suelos muy blandos o turbas ha sido ya mencionado en el capítulo III de este libro, en relación con el terreno de cimentación. Sin embargo, existen algunos comentarios que seguramente no están fuera de lugar en este capítulo. Sin duda el primer problema a considerar es el que se refiere al cálculo de la estabilidad del terraplén en conjunto con su terreno de cimentación, el cual en estos casos suele constituir un elemento crítico.

En muchos suelos blandos probablemente es esencial evitar una falla catastrófica del terraplén por el descenso que suele sufrir su resistencia al esfuerzo cortante a causa del intenso remoldeo que acompaña a un colapso estructural total, tras el que la resistencia se recupera tan lentamente que pueden plantearse problemas en verdad insolubles.

La Fig. VI-40.a (Ref. 69) indica el tipo de análisis que ha de hacerse en estos casos, el cual ha sido ya suficientemente discutido en el párrafo anterior. La misma figura muestra en su parte b el proceso de carga a lo largo del tiempo y, en su parte c, la evolución que es de esperar en las presiones de poro dentro del terreno natural. La parte d expresa cuantitativamente la variación del factor de seguridad con el tiempo. El análisis por lo común se debe hacer con la resistencia no drenada del terreno ( $c_u$ ) y se desarrollará con base en esfuerzos totales. Existen sin embargo dos puntos que conviene comentar en este lugar.

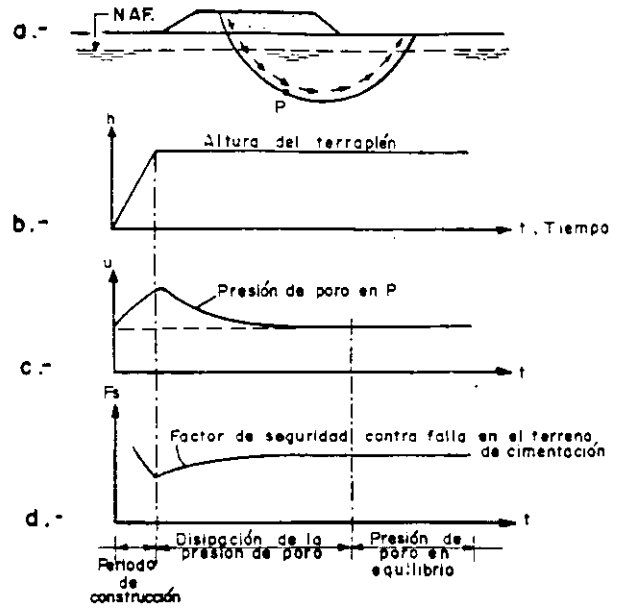


Figura VI-40. Variación de las condiciones con el tiempo en un terraplén construido sobre un suelo blando (Ref. 69).

El primero se refiere a los conceptos comentados con base en la Fig. VI-2 (Ref. 6). Si la resistencia del suelo de cimentación disminuye continuamente con el tiempo, hasta alcanzar valores muy por abajo de la resistencia máxima, el diseño con base en esta última puede ser del todo inapropiado; a este respecto no cabría más posibilidad que determinar en el laboratorio la respuesta de la arcilla a pruebas de larga duración, para establecer a criterio un valor apropiado de la resistencia de diseño.

En 1960 A. Casagrande reportó (Ref. 70) un muy interesante caso práctico de construcción en que se pudo observar una variación importante en la resistencia no drenada de una arcilla (obtenida con pruebas de compresión simple) en las pruebas de larga duración (hasta 2 semanas) respecto a la resistencia máxima en prueba estándar (alrededor de 5 min); las curvas esfuerzo-deformación variaron correspondientemente desde formas de falla frágil típica hasta formas de falla plástica.

El dato práctico quizás más importante es que la  $c_u$  disminuyó hasta 30% respecto al valor de prueba rápida estándar. Muchos ingenieros piensan que tal reducción de resistencia debe ocurrir con el tiempo en un terreno de cimentación muy blando sobre el que se haya construido un terraplén, por efecto de los esfuerzos cortantes actuantes que degradan la estructura de la arcilla, aun cuando la situación general esté lejos de la falla, juzgada ésta con base en la resistencia máxima obtenida en una prueba convencional ( $c_u$ ). Es cierto que los efectos de consolidación y el paso del tiempo contribuirán a aumentar esa resistencia mínima a que pudiera llegarse, pero sin duda tal valor mínimo representa una condición crítica que muchos proyectistas juzgan digna de ser



tomada en cuenta. No hay suficiente volumen de estudio para juzgar qué porcentaje de reducción de la resistencia máxima convencional pudiera considerarse seguro. En muchas oficinas de cálculo se reduce arbitrariamente esa resistencia máxima convencional en un 25 ó 30% para obtener el valor de resistencia de diseño.

La resistencia del terreno probablemente se puede obtener en forma aproximada y económica por medio de pruebas de veleta (Ref. 69), cuyos fundamentos han sido discutidos en el capítulo I. Por lo general es necesaria una rotación de menos de 10° para obtener la resistencia máxima del suelo "intacto", en tanto que se requieren varias vueltas para llegar a la resistencia residual.

La Fig. VI-41 (Ref. 71) muestra la curva típica de una arcilla blanda probada con veleta.

La resistencia del suelo "intacto", dividida entre la resistencia residual, suele tomarse como una medida de la sensibilidad de la arcilla. Desde luego que la prueba de la veleta deja de ser representativa cuando el terreno de cimentación va siendo duro o dejando de ser arcilla homogénea franca.

Para tomar en cuenta los efectos de reducción de resistencia de que se ha hablado en la prueba de veleta, Bjerrum proporciona en la Ref. 69 una gráfica que incluye un factor de corrección  $\mu$ , que multiplicado por la resistencia que proporciona la prueba, da la resistencia que se debe usar en el proyecto. (Fig. VI-42).

La correlación de Bjerrum en términos del índice plástico de la arcilla es puramente estadística y se ha obtenido con base en la relación observada entre el índice plástico de 14 terrenos de cimentación que fallaron bajo terraplenes y el factor de seguridad calculado retrospectivamente en tales fallas; en forma sistemática, dicho factor de seguridad fue algo mayor que uno, indicio de que la resistencia del terreno fue sobrevalorizada por las pruebas de campo.

Las incertidumbres en decidir el valor de la resistencia que se debe usar en los análisis de estabilidad, han llevado a muchos proyectistas a considerar deseable obtenerlos de terraplenes de prueba a escala natural. Las Refs. 72, 73, 74, 75, 76, 77 y 78 son des-

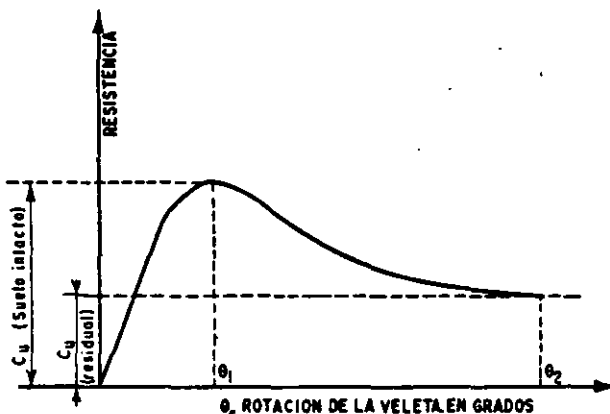


Figura VI-41. Curva típica de resistencia de una arcilla blanda con prueba de veleta (Ref. 71).

$$(c_u) \text{ proyecto} = \mu (c_u) \text{ prueba}$$

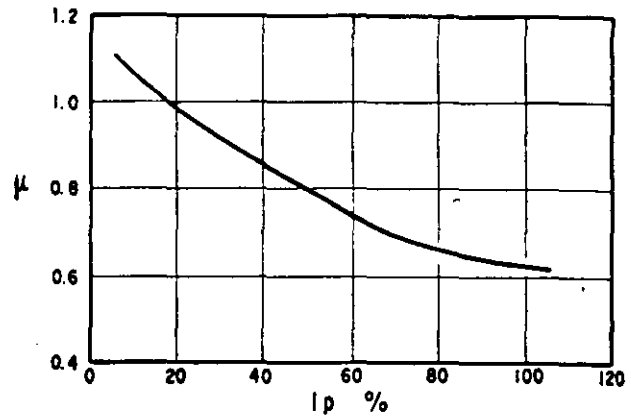


Figura VI-42. Factor de corrección para obtener la resistencia de proyecto, a partir de pruebas de veleta (Ref. 69).

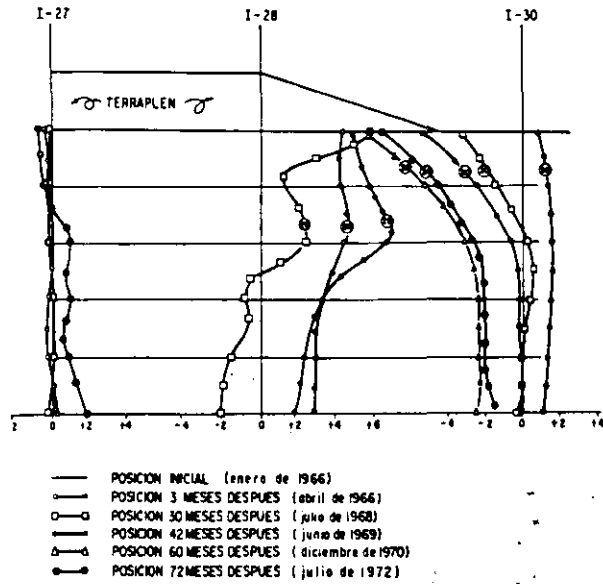
cripciones de este tipo de investigaciones, que contienen información de interés.

Un refinamiento del cálculo establecido por muchos ingenieros consiste en despreciar la contribución del terraplén propiamente dicho a la estabilidad general. Esto se hace, sobre todo, cuando el terraplén es bajo y la costra de arcilla endurecida por secado es delgada, pues en tales casos se ha visto que la falla del terraplén suele ir precedida por un agrietamiento casi completo del mismo.

La misma Ref. 69 incluye interesantes discusiones acerca de la confiabilidad del cálculo de asentamientos de terraplenes sobre suelos muy blandos. Este es un punto en el que se suelen observar discrepancias de importancia entre teoría y realidad, que justifican el uso de terraplenes en escala natural. Mucho más difícil de predecir es la evolución de los asentamientos con el tiempo, problema para el cual es muy indicado el uso de terraplenes de prueba, siempre que se disponga de tiempo suficiente para las observaciones.

Es sumamente variada e interesante la información que se puede obtener en la actividad de un terraplén de prueba, verdadero modelo a escala natural de la estructura en estudio. Las Figs. VI-43 y VI-44 (Ref. 77) son una muestra de los datos que se pueden lograr. La Fig. VI-43 proporciona información obtenida de conjuntos de inclinómetros situados en secciones instrumentadas de un terraplén de prueba. Estos instrumentos se describirán con más detalle en un capítulo posterior de esta obra, dedicado a instrumentación de campo. Los datos que ahora se incluyen son los de la Ref. 77, ligeramente modificados para tomar en cuenta el tiempo transcurrido desde su publicación. Es notable el curso de la deformación lateral del suelo de cimentación bajo el peso del terraplén con el paso del tiempo. En primer lugar ocurrió el desplazamiento lateral hacia afuera que sería de esperar intuitivamente, pero después de un

Después de las deformaciones laterales se invirtieron ocurriendo hacia la parte central bajo el terraplén; tal parece que la disminución de volumen por consolidación, máxima bajo el centro de la estructura, fue lo suficientemente importante como para invertir el sentido de la deformación lateral.



NOTAS:  
 1.- El inclinómetro I-28 se cerró a los 42 meses de iniciar las mediciones.  
 2.- En el inclinómetro I-27, solo se dibujaron los gráficos para 3, 30 y 72 meses.

La Fig. VI-44 proporciona datos de magnitud, distribución y evolución con el tiempo de los asentamientos del mismo terraplén de prueba. Los datos se obtuvieron al utilizar el torpedo de asentamientos desarrollado por Wilson, que también se describirá en el capítulo posterior alusivo.

VI-7 ALGUNAS IDEAS PARA FIJAR LA INCLINACION DE CORTES NO CALCULADOS EN LAS VIAS TERRESTRES

Se debe repetir una vez más que, por razones suficientemente analizadas al comienzo de este capítulo, la mayor parte de los cortes de las vías terrestres se han de proyectar sin ningún estudio previo de campo que incluya el muestreo y el programa de pruebas de laboratorio, sin los cuales no es posible pensar en un cálculo matemático detallado. También se mencionó que, en muchos casos, la heterogeneidad de las formaciones involucradas hace inútil cualquier estudio que se deseara intentar. Lo anterior equivale a decir que un porcentaje quizá elevado de todos los cortes de un camino o un ferrocarril han de proyectarse con base en el criterio del ingeniero responsable, auxiliado, cuando más, por el comportamiento de estructuras similares en la misma zona (cuando las hay), por las condiciones de las laderas naturales en la región y por los someros estudios exploratorios que se puedan haber hecho dentro del marco general del estudio geotécnico de la vía. No es posible proporcionar en este lugar reglas generales que permitan establecer un criterio rígido para tales tareas. Cada caso es en verdad particular y debe afrontarse en forma individual.

Como es natural, la experiencia precedente constituye una valiosísima ayuda en la tarea de fijar la inclinación estable de cortes y es con esa idea en la mente como los autores de esta obra se atreven a presentar la información que figura en las páginas siguientes de este párrafo. Poco éxito aguardará al ingeniero que la aplique en forma ciega; más bien se deberá ver como un marco general de referencia o, aún más simplemente, como la opinión personal de otros ingenieros que han afrontado antes los mismos problemas.

La Fig. VI-45 (Ref. 79) recoge lo que se pudiera considerar la experiencia de un grupo de ingenieros del Departamento de Carreteras de California, E.U.A. Se da la inclinación del corte en función de su altura para todo un conjunto de valores de  $c$  y  $\phi$ , que el ingeniero ha de estimar previamente a partir de un conocimiento general de los materiales involucrados. La gráfica incluye un factor de seguridad "razonable".

Una gráfica como la de la Fig. VI-45 debe considerarse útil para poder visualizar rápidamente la influencia de los diferentes parámetros de resistencia en la estabilidad general, estableciendo las condiciones de ésta para diferentes parejas de valores que se puedan llegar a considerar aplicables al caso.

Figura VI-43. Resultados de inclinómetros en una sección de un terraplén de prueba construido en el Vaso de Texcoco, México.

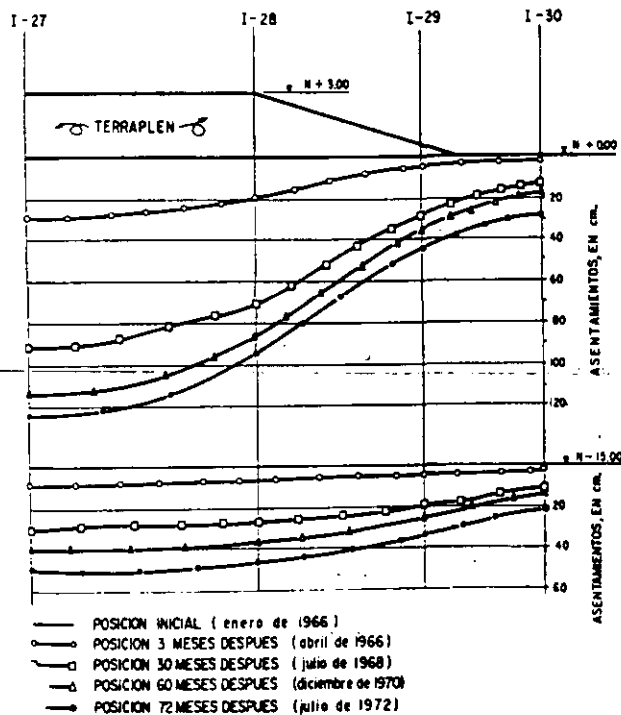


Figura VI-44. Resultados de medición con torpedo de asentamiento, en una sección del mismo terraplén de prueba a que se refiere la figura VI-43.

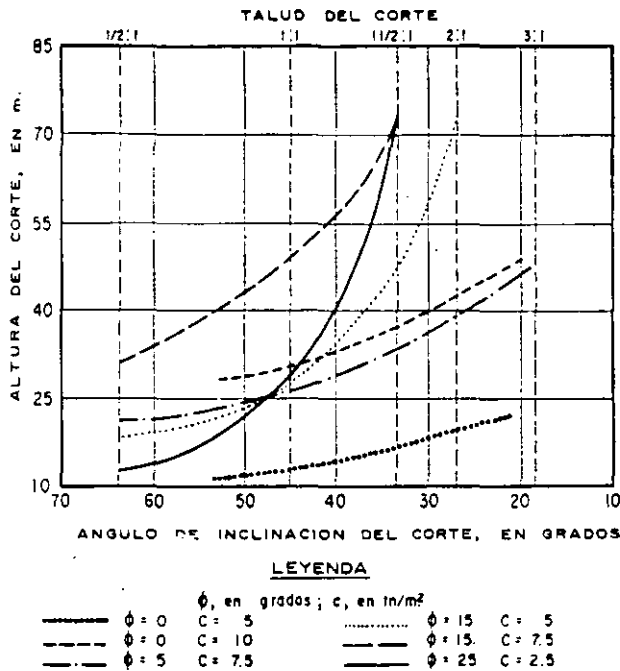


Figura VI-45. Altura de un corte en función de valores de C y φ (Ref. 79).

La tabla VI-5 es un resumen completo de recomendaciones de inclinación para cortes practicados en muy diversos materiales, incluyendo muchos tipos de rocas además de los suelos, que resume la experiencia del Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas de México. Por la elaboración de esta tabla merecen crédito especial los señores ingenieros Raúl V. Orozco Santoyo, Santiago Barragán Avarte y Juan M. Orozco y Orozco.

**VI-8 FACTORES QUE PRODUCEN FALLAS DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES**

También resulta muy difícil establecer apriorísticamente las causas de los deslizamientos de laderas naturales o fallas de taludes. La influencia sobresaliente del flujo interno del agua y de las presiones que ésta pueda desarrollar en las masas de suelo involucradas, se pone de manifiesto por el conocido hecho experimental, del dominio de cualquier ingeniero aun mínimamente relacionado con esta clase de problemas, de que la mayoría de las fallas importantes ocurren en el período que sigue al comienzo de la temporada lluviosa y tienen lugar en estrecha conexión con el régimen de las filtraciones y con el establecimiento de los escurrimientos subterráneos. La Fig. VI-46 muestra el tipo de relación que es posible establecer entre la precipitación pluvial en una zona y la incidencia de problemas de estabilidad en la misma.

En este caso se trata de información recolectada a lo largo de más de 2 años en tres fallas de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 7). Las tres fallas son

del tipo de superficie de deslizamiento formada previamente a la construcción del camino y en los tres casos se registraron movimientos de enormes masas de tierra sobre verdaderos planos inclinados.

En la región están perfectamente delimitados la estación de lluvias y los períodos de estiaje. La primera comienza aproximadamente a principios de noviembre y se prolonga hasta la segunda quincena del mes de febrero: los períodos de estiaje se desarrollan correspondientemente desde mediados de febrero hasta principios de noviembre. Es notable el incremento en los desplazamientos a partir de enero, lo que indica que es necesario un lapso del orden de dos meses y medio hasta el establecimiento de los flujos internos, a partir de las primeras lluvias. De modo análogo, los movimientos disminuyen claramente a partir de finales de abril, lo que hace ver que han de transcurrir más o menos otros dos meses hasta que se disipa el efecto del flujo, después de las últimas lluvias. En cualquier caso, la Fig. VI-46 hace obvia la relación entre la precipitación regional y el régimen de movimiento en las fallas.

La tabla VI-6 (Ref. 2) es un excelente resumen de los factores que causan los deslizamientos, así como del mecanismo por el cual actúan.

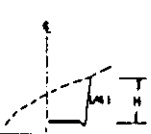
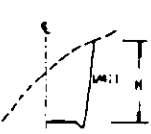
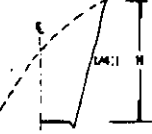
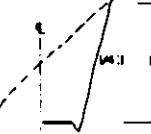
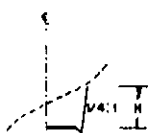
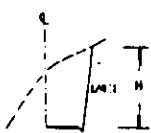
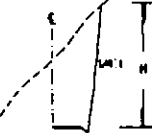

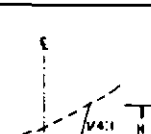
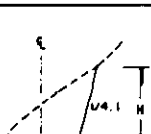
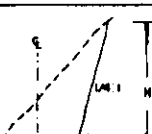
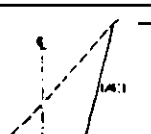
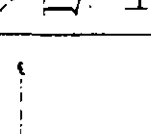
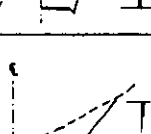

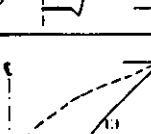
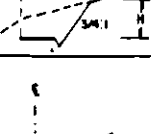

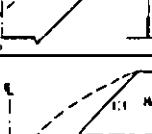
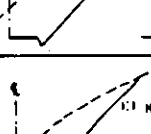
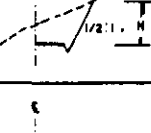
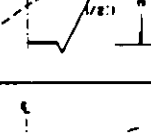
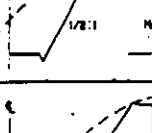
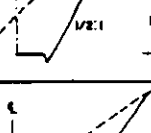
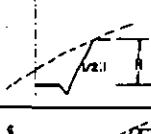
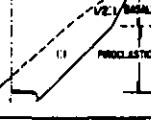
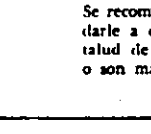
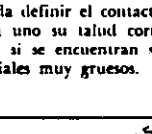
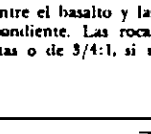
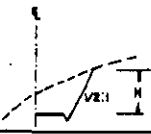
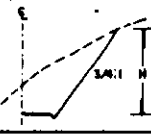
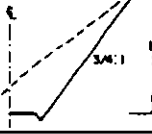
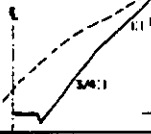
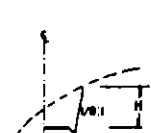
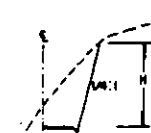
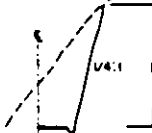

Con frecuencia las propias manipulaciones del ingeniero pueden ser fuente de graves problemas de estabilidad de taludes; la lista que se proporciona a continuación (Ref. 8) es una reseña de los procesos constructivos que más comúnmente causan problemas:

1. Modificación de las condiciones naturales de flujo interno de agua al colocar rellenos o hacer zanjas o excavaciones.
2. Sobrecarga de estratos débiles por relleno, a veces de desperdicios.
3. Sobrecarga de terrenos con planos de estratificación desfavorables por relleno.
4. Remoción, por corte, de algún estrato delgado de material permeable que funcionara como un manto natural drenante de estratos de arcilla suave.
5. Aumento de presiones de filtración u orientación desfavorables de fuerzas de filtración al producir cambios en la dirección del flujo interno del agua, por haber practicado cortes o construido rellenos.
6. Exposición al aire y al agua, por corte, de arcillas duras fisuradas.
7. Remoción de capas superficiales de suelo por corte, lo que puede causar el deslizamiento de capas del mismo estrato ladera arriba, sobre mantos subyacentes de suelo más duro o roca.
8. Incremento de cargas hidrostáticas o niveles piezométricos bajo la superficie de un corte al cubrir la cama del mismo con una capa impermeable.

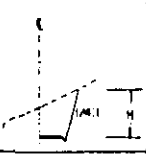
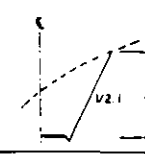
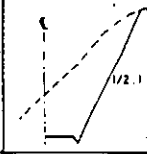
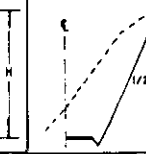
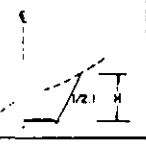
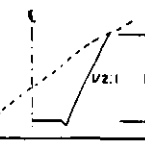
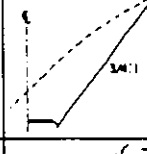

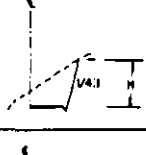
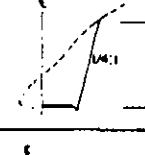
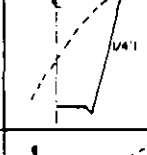
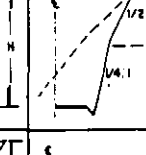
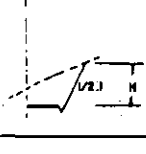
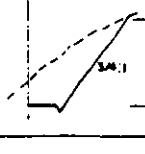
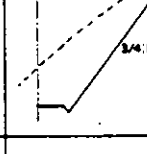
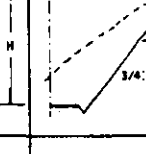
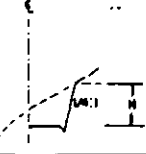
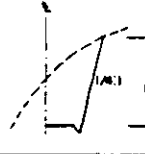

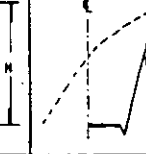
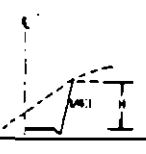
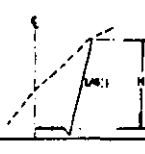
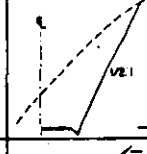
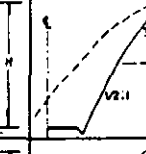
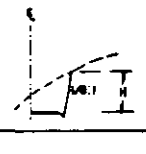

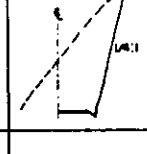

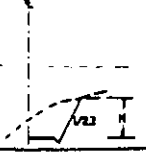
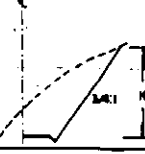

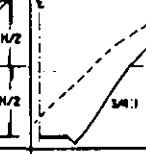



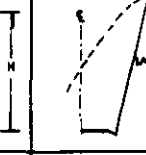
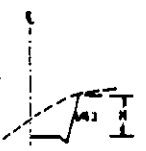


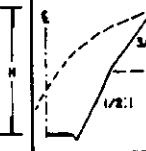
Tabla VI-5  
Taludes recomendados en cortes

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Granito sano y masivo					Descopetar a 1/2:1 la parte intemperizada si la hay.
Granito sano fisurado en bloques.					Amacizar taludes según la disposición de los bloques.
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arena.					No se considera recomendable la construcción de berma en el cambio de talud.
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arcilla arenosa.					Se recomienda construir banqueta con el objeto de recibir en ella los pequeños desprendimientos que normalmente se presentan.
Granito totalmente intemperizado (tucuruquay).					Si el producto de la intemperización del granito es arena fina, limosa o arcillosa, se recomienda proyectar banqueta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3 m para cortes mayores.
Dioritas.	Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los granitos, dependiendo del grado de intemperismo de la roca.				
Andesita fisurada, sin alteración.					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fisuramiento.
Andesita fracturada y poco alterada.					Se puede construir berma de 4 m al cambiar talud si la parte inferior del corte no contiene arcilla en las fracturas y éstas están cerradas.
Andesita fracturada y alterada.					Se recomienda descopetar con talud 1:1 la parte superficial más alterada. Si existe flujo de agua deberá proyectarse un subdrenaje adecuado.

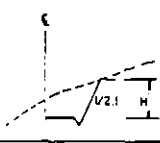
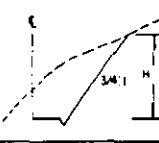
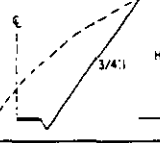


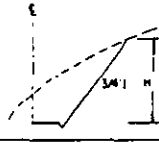
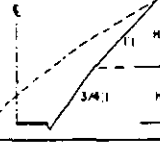
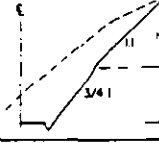
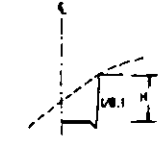
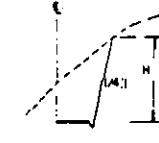
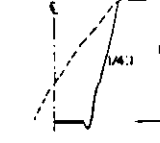

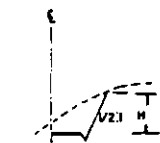
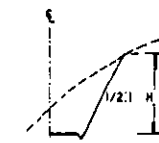
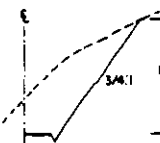
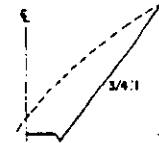
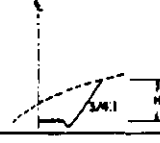
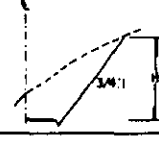

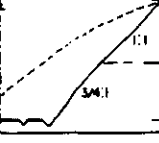
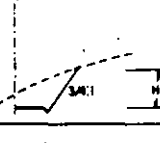

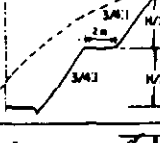

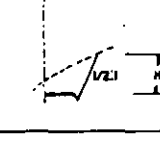
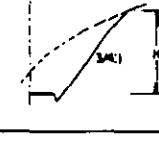
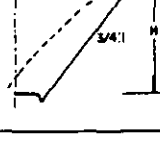
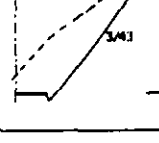
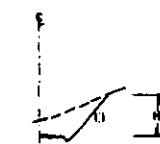
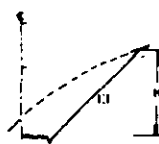
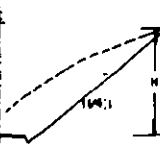
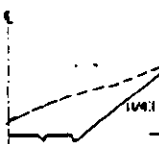
**Tabla VI-5  
(Continuación)**

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Riolitas sanas o fracturadas en grandes bloques, con sistemas de fracturamiento a 90° horizontal y verticalmente.					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fracturamiento, así como descofetar a 1:1 la parte intemperizada.
Diabasa sana poco fracturada.					Se recomienda amacizar.
Basalto fracturado, sano.					Descopetar 1/2:1 la parte superior del corte, si el fracturamiento es muy intenso. Si hay una capa intemperizada descofetar 1:1.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo, o empacados en arcilla o limo suave con flujos de agua.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están empacados en arcilla firme sin que existan flujos de agua.
Basalto muy fracturado y en proceso muy avanzado de intemperización.					En zonas muy lluviosas se recomienda construir al pie del talud una banqueta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3.0 m para cortes mayores de 15 m.
Corrientes basálticas intercaladas con rocas piroclásticas y tezontles.		Se recomienda definir el contacto entre el basalto y las rocas piroclásticas para darle a cada uno su talud correspondiente. Las rocas piroclásticas requieren talud de 1:1 si se encuentran sueltas o de 3/4:1, si se encuentran compactos o son materiales muy gruesos.			
Tezontle masivo.					Si el tezontle es de grano fino y está suelto, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el resto de las piroclásticas.
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas.					Si están intemperizadas en la parte superior del corte, se recomienda descofetar el corte a 1/2:1.
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas.					Si existe un flujo de agua importante, se recomienda construir berma de 4 m a la mitad de la altura, impermeabilizándola.


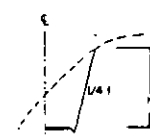
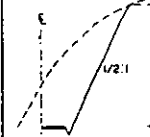

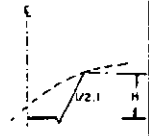
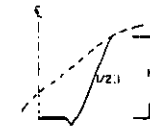
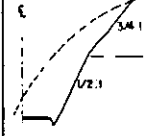
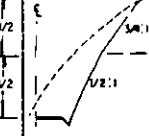
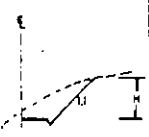

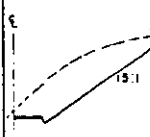
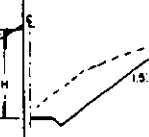
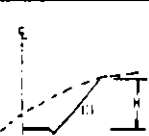
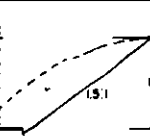
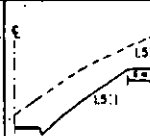
**Tabla VI-5**  
**(Continuación)**

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Tobas, tobas brechoiles, riolíticas, andesíticas o basálticas poco intemperizadas.					Se recomienda descopetar a 3/4:1 la parte superior si el fracturamiento o intemperismo es intenso.
Tobas, tobas brechoiles, riolíticas, basálticas o andesíticas muy intemperizadas.					Cambio de talud a la mitad de la altura en cortes mayores de 15 m.
Lutita dura y resistente, con echado casi horizontal, poco fracturada.					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar a 3/4:1 la parte superior más intemperizada.
Lutita suave de resistencia media muy fracturada.					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar 1:1 la parte superficial más intemperizada.
Areniscas sanas fuertemente cementadas, estratificación mal definida horizontal o a favor del corte.					Descopetar 3/4:1 la parte muy intemperizada.
Arenisca poco cementada, muy alterada con flujos de agua.					Descopetar 1:1 la parte superficial muy intemperizada.
Conglomerado brechoide bien cementado con matriz silicosa o calcárea.					Se recomienda amacizar eliminando todos los fragmentos sueltos.
Conglomerado pobremente cementado con matriz arcillosa.					Si la matriz arcillosa se encuentra saturada o sometida a fuertes cambios de humedad, se recomienda para cortes mayores de 10 m construir banquetas de 1 m y bermas de 4 m a la mitad de la altura.
Caliza fracturada con echado casi a favor del corte con estratificación gruesa o mal definida.					Se recomienda descopetar 1:1 la parte superior alterada o muy fracturada.
Calizas sanas con estratificación fina horizontal o a favor del corte.					Descopetar 1:1.

**Tabla VI-5**  
**(Continuación)**

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Caliza intemperizada con flujo de agua.					Proyectar subs drenaje con tracunetas impermeables.
Caliza sana con echado contra el corte entre 90° y 45°, con lubricante arcilloso entre estratos.	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar berma impermeabilizada de 4 m a la mitad de la altura. Contracunetas impermeables.				
Caliza muy fracturada e intemperizada.					Contracuneta impermeable.
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 30° y 45°.					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal.
Caliza muy poco intemperizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte.					Descopetar la zona más fracturada a 1:1. Contracuneta impermeabilizada.
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				
Aglomerado medianamente compacto con finos no plásticos.					Contracuneta impermeabilizada, para cortes mayores de 10 m construir banqueta de 1.0 m en el pie del talud.
Aglomerado medianamente compacto con finos plásticos.					Contracunetas impermeabilizadas. Para corte mayor de 10 m proyectar berma de 2 m a la mitad de la altura y para corte mayor de 15 m aumentar el ancho a 4 m.
Arenas limosas y limos compactos.					Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada, si son materiales fácilmente erosionables deberá proyectarse talud de 1:1 y proteger con pasto.
Arenas limosas y limos poco compactos.					Contracuneta impermeable. Descopetar a 1:5:1 a la parte más intemperizada. Para cortes mayores de 15 m proyectar banqueta de 3 m al pie del talud.

**Tabla VI-5**  
**(Continuación)**

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Arenas limosas y limos muy compactos (tepetate).					Descopetar la parte superior suelta.
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas).					Descopetar 1:1 la parte intemperizada. Si existe flujo de agua proyectar subdrenaje.
Arcillas muy suaves expansivas y compresibles.					* Para cortes mayores de 15 m proyectar berma a la mitad de la altura bien drenada.
Caolín producto de la intemperización de granitos o dioritas.					Cubrir con pasto el talud para cortes mayores de 8 m proyectar berma de 6 m bien drenada. (altura máxima 16 m)
Arenas limpias poco o nada compactas.	Su ángulo de fricción interna con banqueta de 1.00 m en la base.				Cubrir los taludes con pasto.
<p>* La construcción de la berma requerirá de una contrapendiente con objeto de drenar el agua por medio de cunetas que deberán ser impermeables, pues si no lo son se podría temer una filtración que pondría en peligro la parte inferior del corte al establecerse una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración.</p>					



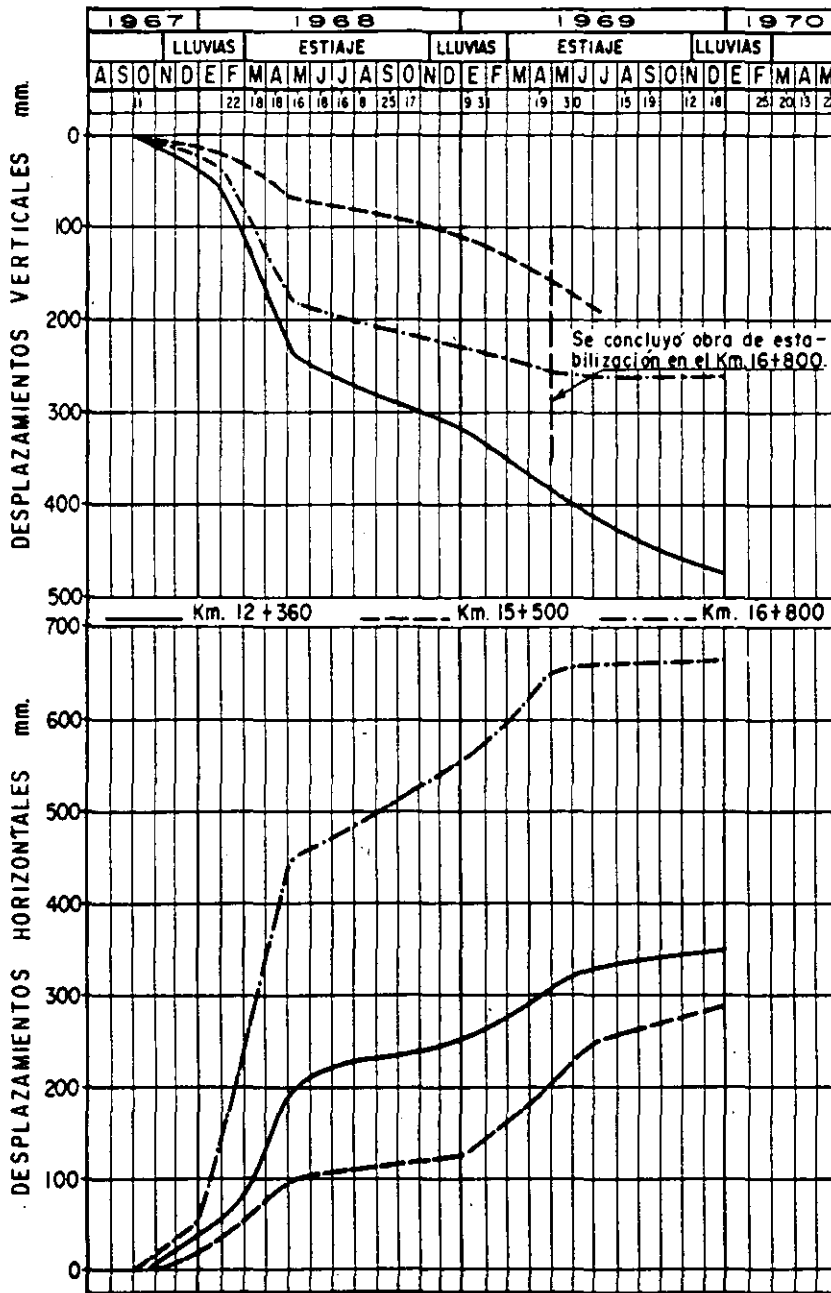


Figura VI-46. Relación entre la precipitación pluvial regional y la magnitud de los movimientos de varias fallas. Carretera Tijuana-Ensenada.

En general, las causas de los deslizamientos pueden ser externas o internas.

Las externas producen aumento en los esfuerzos cortantes actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material. El aumento en la altura del talud o el hacerlo más escarpado, son causas de este tipo, como también lo son la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos.

Las causas internas son las que ocurren sin cam-

bio en las condiciones exteriores del talud. Deben ligarse siempre a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo constitutivo. El aumento de presión de poro o la disipación de la cohesión son causas de esta clase.

En la tabla VI-7 (Ref. 8) se presentan los factores que más comúnmente contribuyen a elevar los esfuerzos cortantes actuantes en una ladera o un talud.

**TABLA VI-6 (Ref. 2)**  
**Factores que producen los deslizamientos**

Agente	Proceso que pone al agente en acción	Medio por el cual actúa el agente	Materiales más sensibles a la acción del agente	Naturaleza física de la acción del agente	Efectos sobre la estabilidad
Erosión y transporte.	Procesos constructivos o erosiones.	1. Aumenta la altura o la inclinación del talud.	Todos los materiales.	Cambios en el estado de esfuerzos.	Aumento de los esfuerzos cortantes.
			Arcillas rígidas o fisuradas. Lutitas.	Cambios en los estados de esfuerzos y abertura de fisuras.	Aumento de los esfuerzos cortantes. Se desencadena el proceso 8.
Esfuerzos tectónicos.	Movimientos tectónicos.	2. Deformaciones grandes de la corteza terrestre.	Todos los materiales.	Aumenta el ángulo de talud.	Aumento de los esfuerzos cortantes.
Esfuerzos tectónicos o uso de explosivos.	Temblores o explotación con explosivos.	3. Vibraciones de alta frecuencia.	Todos los materiales.	Cambios de esfuerzos transitorios.	Aumento de los esfuerzos cortantes.
			Loess, arenas ligeramente cementadas y gravas.	Alteración de los nexos interparticulares.	Disminución de la cohesión y aumento de los esfuerzos cortantes.
			Arena fina o media, suelta y saturada.	Reacomodo de granos.	Licuefacción.
Peso del material que forma el talud.	Construcción del talud.	4. Deslizamiento superficial.	Arcilla dura o fisurada. Lutita. Remanentes de viejos deslizamientos.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras.	Disminución de la cohesión. Se acelera el proceso 8.
		5. Deslizamiento en estratos débiles al pie del talud.	Materiales duros sobre estratos blandos.		
Agua.	Lluvias o fusión de nieve.	6. Desplazamiento de aire en los vacíos.	Arena húmeda.	Aumentos de presión de poro en el agua.	Disminución de resistencia.
		7. Desplazamiento de aire en juntas abiertas.	Roca junteada. Lutitas.		
		8. Reducción de presiones capilares asociada con expansión.	Arcilla dura y fisurada. Algunas lutitas.	Expansión.	Disminución de la cohesión. ▲
		9. Descomposición química.	Cualquier roca.	Debilitamiento de los nexos interparticulares.	
		10. Expansión del agua por congelación.	Roca junteada.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras.	Disminución de la cohesión.
	Congelación del terreno (Ref. 80).	11. Formación de lentes de hielo en el suelo.	Limos y arenas limosas.	Aumento en el contenido de agua del suelo congelado.	Disminución de la resistencia por fricción.
		12. Contracción.	Arcilla.	Agrietamiento por contracción.	Disminución de la cohesión.
	Período de sequía.	13. Flujo hacia el pie del talud.	Limos y arenas finas.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.
	Vaciado rápido.	14. Reacomodo de granos.	Arena media a fina, suelta, saturada.	Aumento de presión de poro en el agua.	Licuefacción.
	Fluctuaciones en la elevación del nivel freático.	15. Elevación del nivel piezométrico en el material que forma el talud.	Estratos de arena o limo entre o debajo de estratos de arcilla.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.
	Ascenso de nivel freático en un acuífero distante.				

**TABLA VI-6 (Ref. 2)**  
(Continuación)

<i>Agente</i>	<i>Proceso que pone al agente en acción</i>	<i>Medio por el cual actúa el agente</i>	<i>Materiales más sensibles a la acción del agente</i>	<i>Naturaleza física de la acción del agente</i>	<i>Efectos sobre la estabilidad</i>
	Flujo interno de agua.	16. Flujo hacia el talud.	Limo saturado.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.
		17. Desplazamiento de aire en los vacíos.	Arena fina húmeda.	Disipación de la tensión superficial.	Disminución de la cohesión.
		18. Remoción de cementantes solubles.	Loess.	Debilitamiento de los nexos interparticulares.	
		19. Erosión interna.	Limo o arena fina.	Tubificación.	Aumento de los esfuerzos cortantes.

**TABLA VI-7**

**Factores más comunes que contribuyen a aumentar los esfuerzos cortantes actuantes en un talud**

1. Remoción de soporte que comprende:
  - 1-a Erosión.
    - 1-a.1 Por corriente y ríos.
    - 1-a.2 Por glaciares.
    - 1-a.3 Por acción de oleaje o corrientes marinas.
    - 1-a.4 Por procesos sucesivos de humedecimiento y secado (brisa, congelamiento, etc.).
  - 1-b Modificación del talud previo por caídos, deslizamiento, asentamiento o cualquier otra causa.
  - 1-c Actividad humana.
    - 1-c.1 Cortes y excavaciones.
    - 1-c.2 Remoción de muros de retención o tablestacados.
    - 1-c.3 Vaciado de lagos, lagunas o depósitos de agua.
2. Sobrecarga.
  - 2-a Por causas naturales.
    - 2-a.1 Peso de lluvias, nieve, etc.
    - 2-a.2 Acumulación de materiales por caídos, deslizamientos u otras causas.
  - 2-b Por actividad humana.
    - 2-b.1 Construcción de rellenos.
    - 2-b.2 Edificios y otras sobrecargas en la corona.
    - 2-b.3 Eventuales fugas de agua de tubería y ductos.
3. Efectos transitorios, como sismos.
4. Remoción de materiales subyacentes que proporcionaban soporte.
  - 4-a Por ríos o mar.
  - 4-b Por meteorización.
  - 4-c Por erosión subterránea por flujo de agua (tubificación, lavado de solventes, etc.).
  - 4-d Por actividad humana. Excavación o minería.
  - 4-e Por pérdida de resistencia del material subyacente.
5. Aumento de presión lateral.
  - 5-a Por agua en grietas y fisuras.
  - 5-b Por congelación del agua en grietas.
  - 5-c Por expansión de arcillas susceptibles.

En la tabla VI-8 (Ref. 8) se presentan los factores que causan con mayor frecuencia una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales constitutivos de laderas y taludes.

**TABLA VI-8**

**Factores que más comúnmente contribuyen a disminuir la resistencia al esfuerzo cortante en laderas y taludes (Ref. 8)**

1. Factores inherentes a la naturaleza de los materiales.
  - 1-a Composición.
  - 1-b Estructuración.
  - 1-c Estructuras secundarias o heredadas.
  - 1-d Estratificación desfavorable.
2. Cambios por meteorización y actividad físico-química.
  - 2-a Procesos de humedecimiento y secado.
  - 2-b Hidratación.
  - 2-c Remoción de cementantes.
3. Efecto de las presiones de poro, incluyendo las debidas al flujo de agua.
4. Cambios en la estructura, incluyendo fisuración por liberación de esfuerzos y degradación estructural bajo los esfuerzos cortantes previamente actuantes.

#### **VI-9 IDENTIFICACION DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL CAMPO**

El reconocimiento de las posibles futuras fallas de laderas o taludes en el campo y su identificación con fines de una clasificación que norme el criterio del ingeniero responsable se han hecho tradicionalmente con base en un juicio experimental que interpreta signos vistos sobre el terreno, dentro del marco de una experiencia precedente; estos signos consisten sobre todo en deformaciones, agrietamientos y manifestaciones del régimen de flujo interno de las aguas. Esta metodología de trabajo lleva, naturalmente, a

una interpretación cualitativa y aun subjetiva del estado de la estabilidad de un talud y del riesgo de su falla. En páginas subsiguientes de este mismo párrafo se darán algunas ideas prácticas para ayudar al correcto enfoque de ese método de trabajo.

Claro está que resultaría muy deseable el establecimiento de algún método teórico, seguro y confiable, para juzgar si una ladera o talud específico está en condición crítica o para evaluar el riesgo de su deslizamiento catastrófico. Podría pensarse que si el talud ha sido "calculado", al conocer su factor de seguridad se tendría una medida cuantitativa inmediata de su condición. Independientemente de que en las vías terrestres muchos taludes no pueden calcularse, una confianza excesiva en el método de medición anterior implicaría una fe en los resultados de los métodos de cálculo, difícilmente aceptable a la luz de las incertidumbres, ya comentadas, dentro de las que dichos métodos se han de aplicar. El factor de seguridad de cálculo se debe verificar o calibrar de acuerdo con información que provenga del talud ya construido. El modo de lograr esto es lo que hoy se echa de menos, independientemente de que existan alentadoras tentativas al respecto, alguna de las cuales se menciona en lo que sigue.

Se trata de encontrar alguna relación teórica entre la condición del talud y algún resultado de laboratorio fácil de obtener y de interpretar. La condición del talud se habrá de expresar con base en su comportamiento, que se obtiene de un conjunto continuo y suficientemente detallado de mediciones de campo, resultado a su vez de un programa de instrumentación de campo adecuado y cuidadoso; este aspecto se tratará en un capítulo especial dentro de esta obra.

En las Refs. 81 y 82 se presenta un intento para relacionar la condición de un talud en cuanto a su estabilidad con los resultados de pruebas de laboratorio, de compresión simple o triaxiales, en que se estudia la deformación de los suelos bajo cargas menores que las correspondientes a la falla convencional; de esta manera es posible conocer la velocidad de deformación de los suelos en diferentes condiciones de prueba. En las referencias mencionadas se establece un método que permite cuantificar el riesgo de la falla y aun el momento en que ésta se producirá, si tal es el caso, en función de las velocidades de deformación en pruebas de laboratorio y de los tiempos que transcurran hasta la falla de los especímenes. Independientemente de lo "refinadas" que estas ideas pudieran parecer a los ingenieros acostumbrados a proyectar y construir vías terrestres en el momento presente, no cabe duda de que representan líneas de investigación cuya utilidad puede ser muy grande en un futuro próximo.

No siempre la falla de un talud ha de ligarse a un deslizamiento catastrófico; una deformación excesiva pudiera atacar a las bases de funcionalidad estructural en forma suficiente como para producir una falla práctica. No existen tampoco métodos conven-

cionalmente aceptados y de uso común para cuantificar la magnitud de las deformaciones que pueda sufrir un terraplén formado por materiales compactados. Un interesante método de cálculo para tal fin aparece en la Ref. 83.

Las condiciones de estabilidad de un talud dependen en general de factores propios de los materiales constitutivos, tales como su naturaleza, estructura, estratigrafía, condiciones de meteorización, y de todo un conjunto de circunstancias externas al propio talud o ambientales, como la topografía de la zona, el clima, la vegetación, etc. Las condiciones de régimen hidráulico superficial e interno son vitales. El conjunto de todos los factores que influyen arroja al problema un número tal de variables que lo convierte en uno de los más complejos que afronta el ingeniero dedicado a las vías terrestres. El auxilio de la fotointerpretación, cuyo detalle queda fuera del alcance de este libro, debe verse como fundamental para el encasillamiento correcto de todos los elementos de juicio provenientes del campo.

El problema de reconocer e identificar deslizamientos tiene dos aspectos importantes (Ref. 8). El primero se refiere a identificar el deslizamiento en sí mismo, para saber si han ocurrido u ocurrirán movimientos que sean indicio de inestabilidad. El segundo aspecto, igualmente importante, se refiere a identificar y clasificar el tipo de deslizamiento que está ocurriendo, o que sea susceptible de presentarse.

En el caso de una vía terrestre de nueva construcción, una vez que se adquiera una idea general de las condiciones de estabilidad de una zona por medio de mapas geológicos y fotointerpretación, será preciso visitarla para inspeccionar las condiciones sobre el lugar. En tal inspección se deberá proceder siempre yendo del panorama general a los detalles particulares. Se deberá conceder especial atención a la inclinación de las laderas y sus cambios, relacionándolos con las variaciones de materiales que indique la geología superficial. Se buscarán muy especialmente signos específicos, tales como manantiales, venarios, encharcamientos y, desde luego, grietas; todos los signos del deslizamiento superficial son importantes, pues es muy conveniente la detección de esta clase de falla en las etapas más tempranas del proyecto.

Sin embargo, es claro que en la gran mayoría de los casos será muy difícil prever la existencia de futuros deslizamientos y fallas, y el ingeniero deberá limitarse a extremar sus precauciones en aquellos lugares en que exista una secuencia de materiales digna de desconfianza. Algunas de éstas son:

1. Toda clase de formaciones de roca o suelo duros, que sobreyacen a rocas muy fragmentadas, suelos blandos o materiales muy intemperizables.
2. Laderas de arcilla blanda o lutitas, sobre todo si en otras zonas de la ladera se detectan fallas o si están fisuradas.

3. Depósitos de talud o de piemonte que descansan contra y sobre estribaciones y lechos de roca firme.
4. Laderas a cuyo pie existan causas de erosión, como el mar o corrientes de agua.
5. Formaciones de roca o suelos residuales cuyo echado o cuyas estructuras heredadas sean desfavorables, respecto a la excavación que se practique para alojar la vía terrestre.

El ingeniero y su actuación son frecuente causa de problemas de inestabilidad, como ya se dijo antes (ver párrafo VI-8).

Respecto a un deslizamiento en desarrollo y ya planteado, lo importante es clasificarlo, pues los métodos correctivos en que pueda pensarse dependerán de su tipo y características. A este respecto, la instrumentación de campo, que se tratará más adelante, es casi el único medio eficaz y seguro de llegar a un conocimiento completo del problema; su utilización se ha desarrollado mucho en los últimos años y, sin duda, lo hará más en el futuro.

La tabla VI-9 (Ref. 8) presenta una recopilación de los signos exteriores más usuales de los distintos tipos de fallas, por los que será posible reconocerlas y clasificarlas.

La habilidad para ver y reconocer pequeños agrietamientos e interpretarlos es uno de los mayores dones que le es dado poseer a un ingeniero dedicado a este tipo de problemas. Se le debe cultivar, calibrar y desarrollar cuidadosamente. Puede orientar mucho para conocer el mecanismo cinemático de la falla allí donde no se haga una instrumentación detallada y será siempre una ayuda valiosísima para programar ésta.

Es frecuente que la dirección de las grietas sea normal a la de los movimientos del suelo, pero ésta no es, claro está, una regla general. Por ejemplo, las grietas en los flancos de una falla pueden ser prácticamente paralelas a su movimiento. En fallas rotacionales las grietas suelen ser curvas, marcando la zona de falla. Las grietas en escalón son a veces el primer signo precursor de inestabilidad y un levantamiento completo de ellas suele dar un magnífico contorno de la falla por venir.

La Fig. VI-47 (Ref. 8) muestra el mapa típico de agrietamiento en torno a un deslizamiento de tierras.

En una falla traslacional es común que las grietas sean muy poco curvas y su espesor es similar desde la cabeza hasta el pie de la falla.

#### VI-10 PREVENCIÓN DE FALLAS

Es evidente que la mejor manera de resolver los problemas de estabilidad de taludes es no tenerlos. Esta es una regla de oro que deberá tener siempre en mente el proyectista de vías terrestres y ningún criterio alternativo será, en principio, ni más seguro

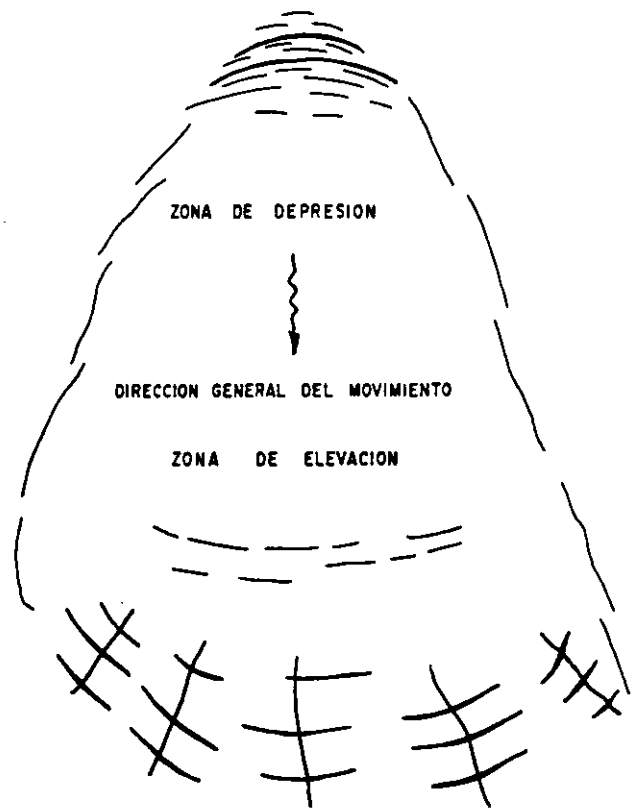


Figura VI-47. Planta típica de agrietamiento en un deslizamiento de tierra (Ref. 8).

ni más económico. El hecho de que a veces sea preciso afrontar riesgos en aras de una localización forzada o elegida o por alguna consideración de otra índole, no invalida la regla básica enunciada.

De hecho, el proyectista de vías terrestres suele tener una libertad bastante amplia sobre una serie de circunstancias que condicionan, en buena parte, la aparición de futuras fallas; por ello, conviene mencionar, así sea brevemente, tales circunstancias para considerarlas, en su momento, como un elemento más de los que servirán para definir la actitud final que se deba adoptar.

En primer lugar, las fallas podrán prevenirse mejor a base de un diseño (por cálculo o receta) más realista, y la posibilidad de mejorar éste descansa en mucho en la exploración que se efectúe (y ha de pensarse tanto en exploración geológica, como en la que se vincula comúnmente con la mecánica de suelos). Hoy, la exploración rutinaria en vías terrestres suele ser escasa y no permite fundamentar en ella diseños muy refinados; cuando hayan de cruzarse formaciones o terrenos en que se sospechen peligros especiales, la exploración se deberá extender. Esto ya se hace en casos extremos, tales como zonas pantanosas o de suelo muy blando, pero usualmente la transición de criterios es un tanto brusca; se pasa de exploración muy escasa casi siempre, a muy detallada en algún caso especial y raro. Debería reflexionarse en si no convendrá establecer grados en los niveles

TABLA VI-9

Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos  
o recientemente activos

(Consúltese nomenclatura en la Fig. VI-8)

Tipo de movimiento	Clase de material	Partes estables que rodean al deslizamiento			Partes que se han movido			
		Corona o iniciación de la zona fallada	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Base	Pie
Caidos y derrumbes. 1) Caída de rocas.	Roca	Roca suelta, grietas probables detrás de la línea de falla, aspecto irregular caracterizado por sistemas de juntas.	Normalmente casi vertical, irregular, liso, roca de aspecto fresco. Roca junta.	En general fillos de roca limpios.	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpio.	Superficie irregular con fragmentos de roca. Si es muy grande y si tiene árboles o materiales de colores contrastantes, el material puede indicar dirección del movimiento radial desde el escarpio. Puede contener depresiones.	La base comúnmente enterrada. Si está visible presenta generalmente las razones de la falla, tales como roca subyacente débil o estratos socavados por el agua.	Si el caído es pequeño tiene un talud irregular de detritos. Si la caída de rocas es grande el pie puede tener un contorno redondo.
	2) Caída de suelos (Derrumbes).	Suelos	Grietas detrás de la línea de falla.	Casi vertical. Suelo húmedo. Superficialmente muy agrietado.	Con frecuencia casi verticales.	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpio.	Irregular.	Como el de arriba.
Deslizamiento 1) Circular	Suelo	Numerosas grietas, la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento.	Inclinado, limpio, cóncavo hacia el deslizamiento, comúnmente alto. Puede presentar estrías y zanjas en la superficie, que van de la corona a la cabeza. La parte superior del talud tras la falla puede ser vertical.	Las estrías en los flancos del escarpio tienen grandes componentes verticales cerca de la cabeza y notables componentes horizontales cerca de la base. La altura de los flancos decrece hacia la base. El flanco del deslizamiento puede ser más alto que las superficies originales del terreno entre la base y el pie. Grietas en escalón rodean el deslizamiento en las primeras etapas.	La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural antes de fallar. Se producen al pie del talud principal encharcamientos. Toda la cabeza de falla está surcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntan cerro arriba.	La parte del suelo que se mueve se rompe y disgrega. Grietas longitudinales y grietas sobre la base. Zona de levantamiento, ausencia de bloques individuales grandes. Los árboles inclinados cuesta abajo.	Normalmente se desarrollan bufamientos transversales y grietas sobre la base. Zona de levantamiento, ausencia de bloques individuales grandes. Los árboles inclinados cuesta abajo.	Con frecuencia una zona de flujo de tierra con forma lobulada, material rodado encima y enterrado. Los árboles están tendidos o en varios ángulos mezclados entre el material del pie.

TABLA VI-9 (Continuación)

Tipo de movimiento	Clase de material	Partes estables que rodean al deslizamiento			Partes que se han movido			
		Corona o iniciación de la zona fallada	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Base	Pie
2) Traslacional	Roca	Las grietas tienden a seguir las fracturas en la roca original.	Como el de arriba.	Como el de arriba.	Como el de arriba.	Como el de arriba, pero el material no se rompe tanto ni se deforma plásticamente.	Como el de arriba.	Poco o ningún flujo de tierra. El pie con frecuencia es casi recto y cercano a la base. Puede tener un frente abrupto.
	Roca o suelo	La mayoría de las grietas son casi verticales y tienden a seguir el contorno del talud.	Casi vertical en la parte superior; en la parte inferior casi plano y con transición gradual.	Los flancos laterales muy bajos, grietas verticales. Las grietas generalmente divergen cuesta abajo.	Relativamente inalterada. No hay rotación.	Compuesto generalmente de una o varias unidades inalteradas excepto por grietas de tensión. Las grietas presentan poco o ningún desplazamiento vertical.	Ni base, ni zona de levantamiento.	Deslizante sobre la superficie del terreno.
3) Deslizamiento de roca	Roca	Roca suelta, grietas entre los bloques.	Generalmente escalonado de acuerdo con el espaciamiento de juntas o planos de estratificación. Superficie irregular en la parte superior y ligeramente inclinada en la parte baja; puede ser casi plana o compuesta de derrames de rocas.	Irregular.	Muchos bloques de roca.	Superficie rugosa con muchos bloques. Algunos bloques pueden estar en su posición original, pero más bajas si el movimiento fue de traslación lenta.	Generalmente no hay una verdadera base.	Acumulación de fragmentos de roca.
Flujo de material seco:								
1) Flujo de fragmentos de roca.	Roca	Igual que en las caídas de roca.	Igual que en las caídas de rocas.	Igual que en las caídas de roca.	No hay cabeza.	Superficie irregular de fragmentos de roca mezclados, derramados hacia abajo en abanico. Muestra valles y lomas transversales lobuladas.	No hay base.	Compuesta de lenguas. Puede deslizarse siguiendo líneas de cauce natural.
2) Flujo de arena.	Suelo	No hay grietas.	Forma de embudo cuando alcanza el ángulo de reposo.	Desarrollados en una curva continua a partir de la corona.	Generalmente sin cabeza.	Montículo cónico de arena igual en volumen a la parte vaciada de la cabeza.	No hay base.	No hay pie o éste es un amplio abanico poco perceptible.

TABLA VI-9 (Continuación)

Tipo de movimiento	Clase de material	Partes estables que rodean al deslizamiento			Partes que se han movido			
		Corona o iniciación de la zona fallada	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Base	Pie
De material húmedo: 1) Flujo de lodos.	Suelo	Pocas grietas.	La parte superior en forma dentada o de V, larga y angosta, lisa y comúnmente estriada.	Inclinados, irregulares en la parte superior. Amontonamiento de material en la parte inferior de los flancos.	Puede no haber cabeza.	De húmedo a muy húmedo; puede contener grandes bloques empacados en matriz de material fino. Líneas de flujo. Sigue las líneas de drenaje y puede dar vueltas pronunciadas. Muy largo comparado con el ancho.	Ausencia de base o enterrada en los detritos.	Extendido lateralmente en lóbulos. Cuando el pie se seca puede tener un escalón frontal de escasa altura.
2) Flujo de tierra.	Suelo	Puede haber algunas grietas.	Cóncavo hacia el deslizamiento. En algunos casos es casi circular. El deslizamiento ocurre a través de un estrechamiento.	Curvos, lados empinados.	Consiste comúnmente en un bloque hundido.	Roto en muchos pedazos pequeños. Húmedo, muestra la estructura del flujo.	No hay base.	Extendido en lóbulos.
3) Flujo de arena o limo.	Suelo	Pocas grietas.	Inclinado, cóncavo hacia el deslizamiento, puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella.)	Frecuentemente los flancos convergen en la dirección del movimiento.	Generalmente bajo agua.	El cuerpo se extiende como fluido.	No hay base.	Extendido en lóbulos.



de exploración que se apliquen en los diferentes lugares y formaciones, juzgados también con un criterio de ordenamiento según los riesgos que impliquen.

Muchos de los factores geotécnicos que definen el riesgo de fallas son muy difíciles de detectar con exploración convencional. Ello ocurre con grietas, fisuras, discontinuidades pequeñas, superficies de falla previamente formadas, definición de las condiciones de flujo, etc. También muchos de estos factores se pueden conocer mejor con técnicas de instrumentación de campo, que deben verse como importantes auxiliares de la detección y aun de la prevención de fallas.

Mucho de lo que en vías terrestres se puede hacer para prevenir fallas está ligado a cambios en el trazo geométrico de las propias vías, pero aun sin modificar el alineamiento horizontal, un buen trabajo conjunto de trazadores y geotécnicos podrá lograr mucho en esos aspectos, simplemente manejando los alineamientos verticales y las pendientes de la vía; desde luego, este recurso será más manejable en carreteras que en ferrocarriles, por razones obvias. El hecho es que, en general, hoy rigen las mismas reglas de trazado de carreteras en los más diversos tipos de terreno, considerando sólo problemas de pendiente y curvatura y manejando el movimiento de tierras únicamente desde el punto de vista de un balance y de lograr, de un modo bastante ilusorio muchas veces, un costo bajo en los acarreos. Sin embargo, hay lugares en que cualquier terraplén es problemático y otros en que cualquier corte puede ser inseguro. Así, es muy deseable en todos los casos la coordinación entre las reglas del arte de trazar y las consideraciones geotécnicas.

Algunas fallas importantes se podrán prevenir con sólo mantener en mente algunas consideraciones geotécnicas básicas. Por ejemplo, en cortes siempre se debe procurar que al menos el pie del talud permanezca tan "cargado" como sea posible; la descarga suele disminuir de por sí la resistencia al esfuerzo cortante de suelos y rocas y libera los esfuerzos horizontales residuales, lo que tiende a expandir los taludes.

Otra regla que podría citarse es que cuanto menor sea el volumen de la excavación para un corte y menos tendidos sus taludes, menor será la cantidad de agua que la estructura reciba en una lluvia. En grandes cortes, esta cantidad de agua puede ser suficiente motivo para obligar a un proyecto escalonado, con cunetas en las partes interiores de los escalones, para eliminar prontamente el agua colectada por la estructura, pero muchas veces un sencillo talud casi vertical puede tener éxito allí donde puede fracasar uno muy complicado, de sección compuesta; el ejemplo típico lo constituyen los cortes en loess, donde la lluvia "lava" los cementantes naturales del material.

En terraplenes, ya se discutió el efecto de construirlos con taludes poco o muy tendidos. En el primer caso, se concentran esfuerzos en el pie; en el se-

gundo se propician asentamientos al aumentar el área de apoyo.

En los procedimientos constructivos radican otras muchas posibilidades de aumentar o disminuir el riesgo de las fallas. No se mencionarán aquí los problemas derivados del uso inhábil de los explosivos al practicar cortes en rocas, pero a él se debe una proporción no desdeñable de las fallas que ocurren en esos materiales.

También en este sentido se podrían mencionar algunas reglas de validez frecuente. Por ejemplo, un corte en pendiente se debe atacar de preferencia cuesta arriba, para drenar con facilidad el agua que llueva o brote. También suele dar buen resultado atacar el corte en estratos, prácticamente en toda su longitud, pues así se abate de manera uniforme el nivel del agua en el subsuelo y no se crean grandes frentes no drenados.

La omisión de escalones de liga (capítulo III) en terraplenes sobre laderas inclinadas ha causado problemas en muchos casos, no sólo por fallas catastróficas, sino también por la demanda de una conservación excesiva en estructuras que se mueven con lentitud.

Existe la costumbre de construir los cortes inicialmente con un talud más escarpado que el de proyecto, el cual se afina al terminar la excavación, para llegar a la inclinación final. Esta práctica debe verse siempre como inapropiada, pues el corte se mantiene con estabilidad precaria un cierto tiempo; independientemente de que esto invita al desarrollo de fallas, el someter a los suelos a esfuerzos excesivos, sobre todo cerca del coronamiento, abre grietas y fisuras y puede causar una degradación estructural muy perjudicial para su futura resistencia.

## VI-11 METODOS MECANICOS PARA CORREGIR FALLAS EN LADERAS Y TALUDES

En este párrafo se tratarán someramente los principales métodos a disposición del ingeniero para corregir problemas de laderas o taludes inestables, o para reconstruir zonas falladas. Sin embargo, en este lugar sólo se tratarán los métodos correctivos que no tengan relación con técnicas de drenaje o subdrenaje, objeto de un capítulo especial posterior. Por cierto, ha de señalarse que muchas de las correcciones que se hagan en zonas falladas estarán ligadas al aspecto del drenaje, pues, como ya se señaló en repetidas ocasiones, la acción del agua superficial o subterránea tiene gran influencia en la estabilidad de las masas de tierra; por ello, el contenido de este párrafo se debe ver como incompleto y no se podrá definir el panorama general independientemente del capítulo posterior a que se ha hecho mención. Con fines de clasificación si se citarán los métodos correctivos, basados en drenaje y subdrenaje, en las tablas correspondientes. A falta de mejor palabra, los métodos correctivos que se tratan se han llamado "mecánicos".

Todos los métodos correctivos siguen una o más de las siguientes líneas de acción.

1. Evitar la zona de falla.
2. Reducir las fuerzas motoras.
3. Aumentar las fuerzas resistentes.

El evitar la zona de falla suele estar ligado a cambios en el alineamiento de la vía, sea el horizontal o el vertical; a la remoción total de los materiales inestables o a la construcción de estructuras que se apoyen en zonas firmes, tales como puentes o viaductos.

La reducción de las fuerzas motoras se puede lograr, en general, por dos métodos: remoción de material en la parte apropiada de la falla y subdrenaje, para disminuir el efecto de empujes hidrostáticos y el peso de las masas de tierra, que es menor cuando pierden agua.

Por lo común, la línea de acción que ofrece más variantes es la que persigue aumentar las fuerzas resistentes; algunas de éstas son: el subdrenaje, que aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; la eliminación de estratos débiles u otras zonas de falla potencial; la construcción de estructuras de retención u otras restricciones y el uso de tratamientos, generalmente químicos, para elevar la resistencia de los suelos al deslizamiento.

En la tabla VI-10 (Ref. 8), se presenta un resumen de los principales métodos para la corrección de fallas. Reconociendo que no existe una frontera demasiado rígida entre los métodos de corrección y los de prevención, el título de la tabla cita ambos conceptos, por lo que dicha tabla se puede ver como complemento del párrafo VI-10 de este mismo capítulo.

A continuación se discutirán con algún detalle los principales métodos mecánicos para corregir fallas en taludes de laderas naturales.

#### A. Métodos de elusión

Indiscutiblemente constituyen los medios más seguros para eliminar los problemas derivados de deslizamientos y fallas, pero no siempre se pueden utilizar. En otras ocasiones se podrán emplear sólo parcialmente, en el sentido de que no se pueda evitar por completo una zona inestable, pero que un ligero cambio de alineamiento haga posible eludir su peor parte o mucha de la longitud de la vía dentro de la zona; en estos casos este tipo de soluciones pueden ser todavía muy valiosos.

Uno de los problemas que mejor responden a la aplicación de estos métodos es el cruzamiento de formaciones inclinadas de suelo o roca, con echado desfavorable a la vía; en estos casos, cambios pequeños del alineamiento horizontal pueden llevar a zonas de mucho menos peligro o inocuas y la eleva-

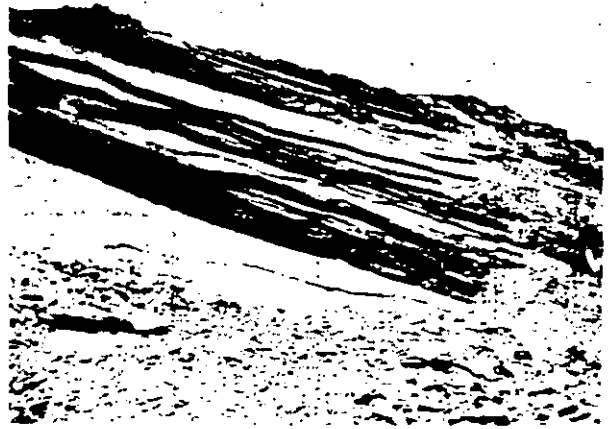


Un ejemplo de formación geológica desfavorable. Formación de calizas en el camino Tula-Ciudad Victoria.

ción de la rasante puede reducir mucho los problemas. Si un lado de un valle tiene echado desfavorable, es muy posible que el otro lado lo tenga incluso favorable.

En donde no sea posible evitar una zona de deslizamiento potencial o en la que haya ocurrido un deslizamiento, es a veces una buena solución evitar el problema por la construcción de un viaducto que se cimiente en las zonas firmes a ambos lados de la problemática. El costo de esta solución suele ser muy alto y, si llega a adoptarse, se deberá elegir siempre una solución estructural que acepte movimientos moderados, pues será difícil garantizar su completa inmovilidad. Con mucha frecuencia la construcción de estructuras de paso se complementa con la completa remoción del material fallado, para proteger la propia estructura de los riesgos del deslizamiento brusco de la masa de tierra o de eventuales empujes sobre sus apoyos.

En muchas laderas inclinadas con condiciones de estabilidad difíciles suele ser una magnífica regla alterar lo menos posible las formaciones naturales por la construcción de la vía. A esta idea corresponde la solución con construcción en "medios viaductos", en



Otro ejemplo de formación geológica desfavorable. Pizarras en el camino Iguala-Ciudad Altamirano.

TABLA VI-10 (Ref. 8)

Resumen de métodos para la prevención y corrección de deslizamientos

Efecto en la estabilidad del deslizamiento	Método de tratamiento	Uso general		Frecuencia de uso exitoso (1)			Posición del tratamiento en el deslizamiento. (2)	Sus mejores aplicaciones y limitaciones
		Preven-ción	Correc-ción	Derri-um-be	Desliza-miento	Flujo		
NO SE AFECTA.	I. Método para eludirlo. A. Relocalización. B. Construcción de viaducto.	X	X	2	2	2	Fuera de los límites del deslizamiento. Fuera de los límites del deslizamiento.	Es el mejor método si es económico. Aplicable en trechos cortos de laderas inclinadas.
		X	X	3	3	3		
SE REDUCE EL ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE.	II. Movimiento de tierras.						Parte superior y cabeza. En los taludes del corte o terraplén. En los taludes del corte o terraplén. Todo el deslizamiento.	Grandes masas de material cohesivo. Más eficiente en terraplenes sobre suelos friccionantes. En masas superficiales relativamente pequeñas de material en movimiento.
	A. Remoción de la cabeza.	X	X	N	1	N		
	B. Abatimiento de los taludes.	X	X	1	1	1		
	C. Escalonamiento de taludes.	X	X	1	1	1		
	D. Remoción de todo el material inestable.	X	X	2	2	2		
SE REDUCEN LOS ESFUERZOS CORTANTES ACTUANTES Y SE INCREMENTA LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO.	III. Drenaje.						Encima de la corona. En la superficie de la masa en movimiento. En la superficie de la masa en movimiento. Completo de la corona al pie. Completo de la corona al pie. Localizado para interceptar y conducir las aguas subterráneas.	Esencial en todos los tipos. Revestimiento de rocas o delantal permeable para controlar el flujo. Benéfico en todos los tipos. Benéfico en todos los tipos. Aplicable a formaciones rocosas. Grandes masas de suelo donde existe el flujo subterráneo. Masas de suelo relativamente superficiales con flujo subterráneo. Profundas y grandes masas de suelo con alguna permeabilidad. Masas profundas en deslizamiento, agua subterránea en varios estratos o lentes. Usado principalmente como salida de trincheras o pozos de drenaje.
	A. Superficial.							
	1) Cunetas.	X	X	1	1	1		
	2) Tratamiento del talud.	X	X	3	3	3		
	3) Conformación de rasante.	X	X	1	1	1		
	4) Sello de grietas.	X	X	2	2	2		
	5) Sello de planos de juntas y fisuras.	X	X	3	3	N		
	B. Subdrenaje.							
	1) Drenes de penetración transversal.	X	X	N	2	2		
	2) Trincheras estabilizadoras.	X	X	N	1	3		
	3) Galerías drenantes.	X	X	N	3	N		
	4) Pozos verticales de drenaje.	X	X	N	3	3		
5) Sifón continuo.	X	X	N	2	3			

SE AUMENTA LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO.	IV. Estructuras de contención.								
	A. Apoyo en la base.								
	1) Relleno de roca.	X	X	N	1	1	Base y pie.	Roca sana o suelo firme a razonable profundidad.	
	2) Relleno de tierra.	X	X	N	1	1	Base y pie.	Cuando en contrapeso en el pie da resistencia adicional.	
	B. Muros de retención comunes o en celosía.	X	X	3	3	3	Base.	Masas en movimiento relativamente pequeñas.	
	C. Pilotes.								
1) Fijos en la superficie de deslizamiento.		X	N	3	N	Base.	Se incrementa la resistencia en la superficie de deslizamiento en el monto de la fuerza requerida para hacer fallar a los pilotes.		
2) Sin fijar a la superficie de deslizamiento.		X	N	3	N	Base.			
D. Anclas en roca.	X	X	3	3	N	Encima de la carretera o de la estructura (cortes).	Roca estratificada.		
E. Banderillas en taludes.	X	X	3	3	N	Encima de la carretera o de la estructura.	Talud deleznable retenido por medio de una pantalla, la cual a su vez se ancla a una formación sólida subyacente.		

PRINCIPALMENTE AUMENTA LA RESISTENCIA AL CORTE.	V. Métodos varios.								
	A. Endurecimiento de la masa deslizante.								
	1) Cementación o tratamiento químico.		X	3	3	3	Base y pie.	Suelos no cohesivos.	
	a) En la base.		X	N	3	N	En toda la masa deslizante.	Suelos no cohesivos.	
	b) En toda la masa deslizante.			N	3	3	En toda la masa deslizante.	Para prevenir movimientos temporales en masas relativamente grandes.	
	2) Congelamiento.	X		N	3	3	En toda la masa deslizante.	Endurece al suelo al reducir el contenido de agua.	
3) Electroósmosis.	X		N	3	3	En toda la masa deslizante.	Masa cohesiva relativamente superficial suprayaciendo a una masa de roca		
B. Uso de explosivos.		X	N	3	N	En la mitad inferior del deslizamiento.	Superficie de deslizamiento fragmentada; los explosivos pueden también permitir que se drene el agua de la masa deslizante.		

Clave:

- (1): 1. Frecuente.  
2. Ocasional.  
3. Raro.

N. No se considera aplicable.

(2): Relativa a la masa deslizante o potencialmente deslizante.

la cual se fijan en la ladera los apoyos del lado interior de la estructura que constituye la vía, dejando volado el lado exterior, apoyado a trechos sobre columnas cimentadas en formaciones sanas. La condición para el exitoso empleo de esta solución será, en primer lugar, el buen apoyo de las columnas y, en segundo, que se altere realmente poco la ladera al colocar los apoyos del lado interior de la vía.

Los métodos de elusión de fallas no contribuyen a estabilizarlas; ésta, más el alto costo que por lo general tienen, son sus principales limitaciones. La influencia del costo suele ser determinante en fallas pequeñas, pero se disminuye mucho cuando la zona inestable es muy amplia, pues en tal caso, los costos de cualquier método correctivo tienden a crecer.

### B. Métodos de excavación

Estos métodos aparecen mencionados en la tabla VI-10 en una graduación bastante amplia, desde excavaciones menores hechas sólo en la cabeza de la falla, hasta la remoción total del material inestable. El abatimiento de taludes y el empleo de bermas son métodos que requieren de excavación cuando se construyen cortes, y de rellenos, en terraplenes; estos métodos se tratarán por separado en la presente disertación.

La remoción de material en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma, hasta llegar a la remoción total, es un método que en la práctica sólo se puede aplicar en fallas ya manifestadas; rara vez se pueden conocer con tanto detalle las futuras fallas en una zona de inestabilidad potencial como para que resulte prudente proceder a remover materiales en gran escala. Las remociones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras y balancear la falla; las remociones totales eliminan la causa de raíz, si bien en ellas se puede plantear el problema de la inestabilidad de los taludes de la excavación que se produce, los que deben estudiarse siempre cuidadosa-

mente, al igual que las nuevas condiciones de drenaje.

La remoción de materiales suele dar lugar a soluciones bastantes permanentes, cuando se cuidan en forma conveniente los aspectos de drenaje en la excavación que se efectúe. Son métodos mejores para prevenir que para corregir, pues los costos unitarios de los movimientos de tierra relativamente grandes que implican son menores en construcciones nuevas que en trabajos de reparación.

Cuando una remoción se hace de manera adecuada, debe mejorar las condiciones de drenaje en la zona. El método se puede usar prácticamente en toda clase de deslizamientos, pero es eficiente sobre todo en los de tipo rotacional. Dejando a un lado consideraciones de costo, que puede ser alto en fallas grandes, su principal desventaja estriba en que el material que se excava se ha de desperdiciar y esto pudiera ser difícil y peligroso en algunos casos, aparte de la repercusión que tales maniobras tendrán en el costo de la solución. También contribuye a incrementar esto último el hecho frecuente de que la excavación tenga que empezar en la parte más alta y progresar ladera abajo. Conviene mencionar como otro posible inconveniente, el que muchas veces al remover material y disminuir las fuerzas motoras también se pueden causar disminuciones en las fuerzas resistentes; esto puede ser cierto sobre todo cuando se trata con suelos friccionantes, en que la resistencia al corte depende de la presión normal.

La Fig. VI-48 muestra esquemáticamente el procedimiento por el cual se estabilizó la falla del km 16 + 800 de la autopista Tijuana-Ensenada, por la remoción de 40 000 m<sup>3</sup> de material de talud en su cabeza.

Una solución mixta, que combina remoción de material y relocalización es el abatimiento de la rasante de un camino para disminuir pesos del terraplén sobre zonas de suelos débiles o con superficies de falla previamente formadas.

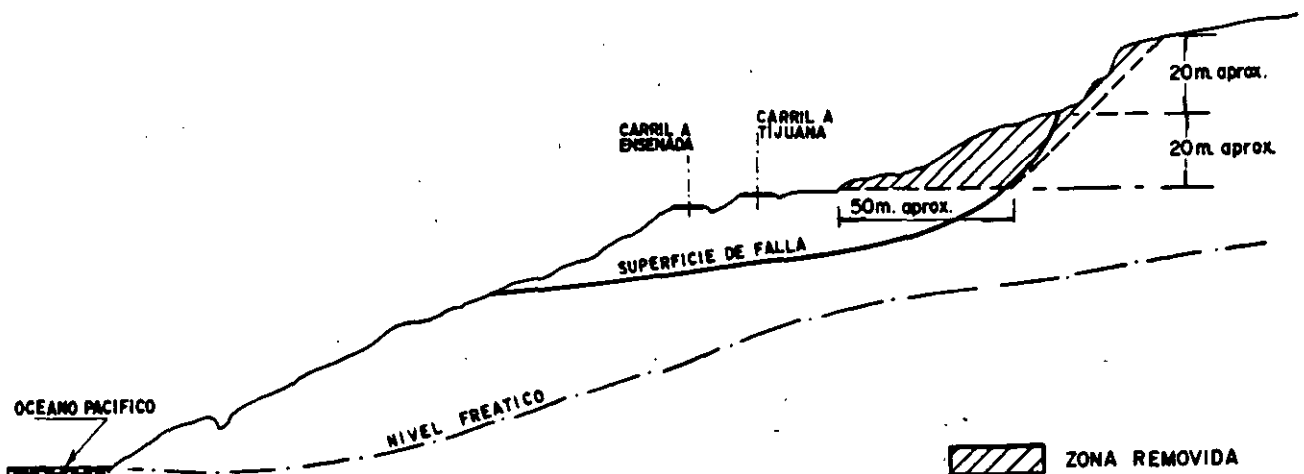


Figura VI-48. Estabilización de una falla por remoción de material en su cabeza; km 16 + 800 de la autopista Tijuana-Ensenada.

### C. Abatimiento de taludes

Este es uno de los métodos más socorridos para el mejoramiento de las condiciones de la estabilidad de los taludes. Es un método correctivo ligado a deslizamientos en el cuerpo del talud. De hecho éste es el primer punto a tomar en cuenta respecto a esta solución; al igual que todas las demás, no es de alcance universal, y su eficiencia no es siempre la misma, sino que puede variar extraordinariamente de unos casos a otros.

Un segundo punto que se debe comentar desde un principio es que cuando se considere un abatimiento de talud en un proyecto o en una falla que se presente en el campo, se debe tener muy presente que el talud abatido es diferente del talud original, con todo lo que ello implica. Por ejemplo, si al talud original se le había determinado un círculo crítico por los procedimientos estudiados en páginas anteriores de este capítulo, el talud abatido tendrá otro círculo crítico diferente y, en consecuencia, el factor de seguridad de aquél no tendrá ningún sentido en éste, para el cual se deberá realizar un nuevo análisis de estabilidad que permita calcular su factor de seguridad, ligado a su círculo crítico.

Al analizar los métodos de cálculo de estabilidad de taludes se vio que, en el caso de suelos puramente friccionantes, la estabilidad del cuerpo del talud depende sólo del ángulo de inclinación, en tanto que, en suelos puramente cohesivos y homogéneos con el terreno de cimentación, la estabilidad depende más bien de la altura del talud (de hecho, para inclinaciones menores de  $53^\circ$  y falla de base, la estabilidad es independiente del ángulo de inclinación del talud, y para inclinaciones de los  $53^\circ$  hasta  $90^\circ$ , las condiciones de estabilidad sí varían con la inclinación del talud, pero relativamente poco). Naturalmente que la gran mayoría de los taludes de las vías terrestres se hacen en suelos a cuya resistencia se considera una componente friccionante y otra de cohesión, pero las tendencias extremas anteriores pueden seguir sirviendo como norma de criterio. En suelos en que la componente friccionante tenga más importancia relativa que la cohesiva, será de esperar que la estabilidad esté más bien ligada a la inclinación del talud, en tanto que en suelos de naturaleza más cohesiva, será la altura del talud, más que su inclinación, la que defina las condiciones del mismo.

Las consideraciones generales anteriores señalan direcciones de pensamiento que se deben tomar en cuenta al escoger entre las diversas soluciones de corrección de fallas de taludes en que pueda pensarse. En suelos en que sea importante la componente friccionante de la resistencia, abatir los taludes tenderá a ser eficiente; en suelos más cohesivos, quizá resulten mejor otros métodos que se discutirán más adelante y que equivalen, en cierto sentido, a trabajar con taludes de menor altura (escalonamiento, por ejemplo).

Independientemente de las consideraciones generales anteriores, la Fig. VI-49 sirve para establecer una discusión sobre las consecuencias de abatir el talud de un terraplén.

Desde luego, los croquis de la Fig. VI-49 sirven únicamente para una discusión muy general, pero de ninguna manera reflejan todas las posibilidades que pudieran presentarse en la práctica; de hecho, algunas de las conclusiones que de ellos se extraen en lo que sigue, pudieran incluso invertirse o cambiar mucho de importancia relativa en casos en que variarían las posiciones de los círculos críticos y de las masas de tierra. Así pues, tanto los croquis de la Fig. VI-49 como la discusión que en torno a ellos se hace, deben verse simplemente como orientadores de tendencias generales, pero nunca como una norma rígida de lo que sucede al abatir taludes; las consecuencias de tal acción en cada caso particular se deberán analizar individualmente para ese caso y entonces se verá cómo de un talud a otro puede haber cambios grandes en la eficiencia de la solución, en los mecanismos por los que actúa y en las causas por las que pueden cambiar las condiciones de estabilidad.

En la parte (a) de la figura se muestra un terraplén en el que se supone que el círculo crítico era originalmente el correspondiente a una falla de base ( $L_1$ ); al abatir el talud del terraplén se obtiene un nuevo círculo crítico ( $L_2$ ). En este caso, el abatimiento probablemente tiende a alargar la superficie de falla, aumentando las fuerzas resistentes al actuar la resistencia del suelo en mayor área. También es probable que el nuevo círculo crítico tienda a ser más profundo que el original, lo que aumentará la resistencia al estuerzo cortante del suelo, cuando ésta dependa de la presión normal (componente friccionante), pero no afectará a dicha resistencia, si ésta es de naturaleza cohesiva. Desde este punto de vista, la solución será más efectiva en suelos friccionantes que en cohesivos, prevaleciendo las condiciones del croquis. El que la superficie de falla tienda a hacerse más profunda también favorecerá en general la estabilidad en suelos friccionantes, pues es normal que la resistencia de éstos aumente con la profundidad, por efecto de compacidad o menor grado de alteración; en cambio, en arcillas, este efecto pudiera ser perjudicial, pues es frecuente que en estos suelos superficialmente haya una costra más resistente, por preconsolidación debida a evaporación y que, a mayores profundidades, la arcilla normalmente consolidada sea más blanda.

Por otra parte, siempre en el caso del croquis de la Fig. VI-49.a, la cuña de relleno que produce el abatimiento causaría un aumento en el momento motor y un correspondiente deterioro en las condiciones de estabilidad. Desde luego, no puede decirse *a priori* cómo evolucionaría el factor de seguridad, que depende de la relación de los momentos resistente y motor. En cada caso habría que hacer el cálculo correspondiente para estimar la ganancia en factor de

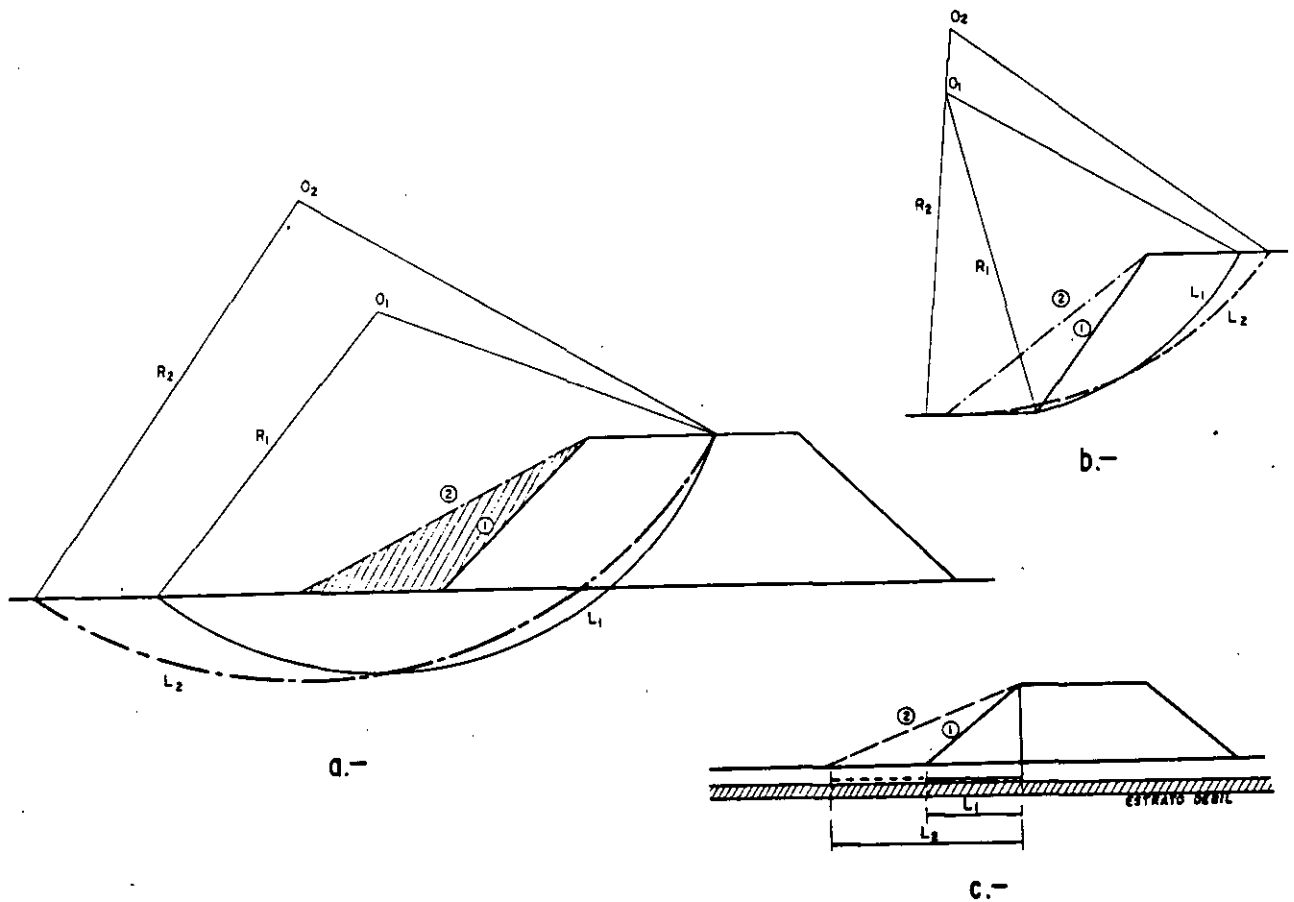


Figura VI-49. Abatimiento de taludes en terraplenes.

seguridad en comparación al costo de las obras por realizar.

La parte (b) de la Fig. VI-49 muestra el abatimiento del talud de un terraplén en el que se supone que el círculo crítico es por el pie del talud. Como quiera que este tipo de falla se presentará más bien en suelos en que prevalezca la componente friccionante de la resistencia, es de pensarse, en términos de lo antes discutido, que la solución sea ahora más efectiva, por lo menos en principio. La longitud de la superficie de falla también tiende a crecer.

En la parte (c) de la misma Fig. VI-49 se ve el efecto del abatimiento del talud en una falla traslacional, que consiste, en primer lugar, en alargar la longitud de la superficie de falla sobre el estrato débil que se ha supuesto; en segundo lugar, el peso del relleno podrá incrementar la resistencia al esfuerzo cortante en dicho estrato, si éste es de naturaleza friccionante.

La Fig. VI-50 muestra un croquis análogo, pero que se refiere ahora al abatimiento de un corte. En este caso existe una diferencia respecto al terraplén y es que se llega al abatimiento por excavación y no por relleno, lo que en principio podría considerarse más favorable, pues es posible que ello produzca de por sí una reducción en las fuerzas motoras. Abatir un talud tiende a hacer, en este caso, que la superfi-

cie de falla haya de desarrollarse en zonas más profundas del corte, lo que probablemente es benéfico, pues en ellas el suelo tendrá en general una resistencia mayor, por menor alteración, menor disipación de esfuerzos previos por expansión y mayor presión normal actuante (esta última condición afectará sólo a la parte friccionante de la resistencia). También en este caso se ha de insistir en que no es posible

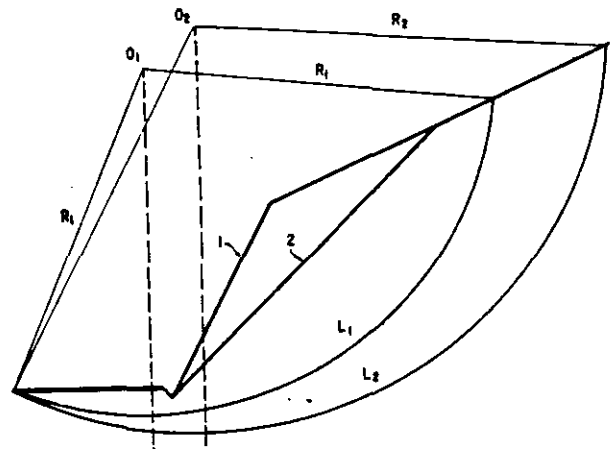


Figura VI-50. Mecanismo por el cual, abatir un corte beneficia muchas veces su estabilidad.

afirmar *a priori* cuánto beneficiará a la estabilidad un abatimiento dado; el efecto se ha de calcular en cada caso y la eficiencia de la solución puede ser muy variable.

El abatimiento de un talud exige procedimientos de construcción cuidadosos, so pena de perder cualquier beneficio mecánico que pudiera obtenerse de la solución. En el caso de terraplenes, el abatimiento debe ser objeto de un proyecto previo, que incluya el correspondiente cálculo y la construcción se ha de hacer de abajo hacia arriba, compactando lo necesario los rellenos y ligando la nueva parte del talud con la original, de manera que no se tengan soluciones de continuidad en el conjunto. Esto suele requerir el escalonamiento de la sección original, y el trabajo por capas en el relleno que se coloque, trabajando en plataformas con las dimensiones necesarias para el manejo del equipo de compactación. En el caso de cortes, también será preciso proyectar por anticipado el abatimiento, el cual se deberá construir de preferencia de arriba hacia abajo. Ahora, por razón natural, suelen ser menos peligrosos los problemas en lo referente a lograr una sección homogénea. Si en el abatimiento se usaran explosivos, lo que sucederá en cortes en roca, se deberá tener cuidado de evitar el abuso de éstos, para lograr frentes enteros y resistentes.

#### D. Empleo de bermas y escalonamientos

Se denominan bermas a masas generalmente del mismo material del propio talud o de uno similar que se adosan al mismo, para darle estabilidad (ver Fig. VI-51).

El uso de la berma tiende a incrementar la estabilidad del talud por razones un tanto similares a las expresadas para el abatimiento de taludes; de he-

cho, en muchos casos, la construcción de bermas equivale mecánicamente a un abatimiento del talud. Así, caben al empleo de bermas muchos de los comentarios hechos para el abatimiento de taludes. Un talud con bermas también es diferente del original y tendrá otro círculo crítico, que se deberá determinar analizando la nueva sección.

La berma tiende a hacer que la superficie de falla se desarrolle en mayor longitud y más profunda, lo que produce los efectos ya discutidos para el abatimiento. Además, el peso del material que se coloque podrá aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación en su parte friccionante. En suelos cohesivos seguramente el efecto más interesante de la berma es descomponer el talud en dos, cada uno de menor altura, lo que repercute mucho en la estabilidad general.

No se puede dar una regla que permita fijar *a priori* las dimensiones más convenientes para una berma en un caso dado. Su sección idónea habrá de calcularse por aproximaciones sucesivas, habiéndose fijado previamente el proyectista un factor de seguridad deseable para el talud en cuestión. Una buena base para el inicio de los tanteos suele ser darle a la berma la mitad de la altura del terraplén que se desea estabilizar y un ancho del orden del de la corona de dicho terraplén.

En accesos a puentes y pasos a desnivel se usan a veces bermas frontales, desarrolladas según el eje de la vía.

Observando la Fig. VI-51 se antojaría que la manera ideal de estabilizar el terraplén sería con otro terraplén paralelo convenientemente ubicado, de manera que tuviera todas las ventajas de la berma dibujada, pero sin el inconveniente de aumentar el momento motor por el peso del material que queda a la derecha de la vertical por el centro del círculo crítico ( $O_2$ ). Naturalmente que tal intuición es en

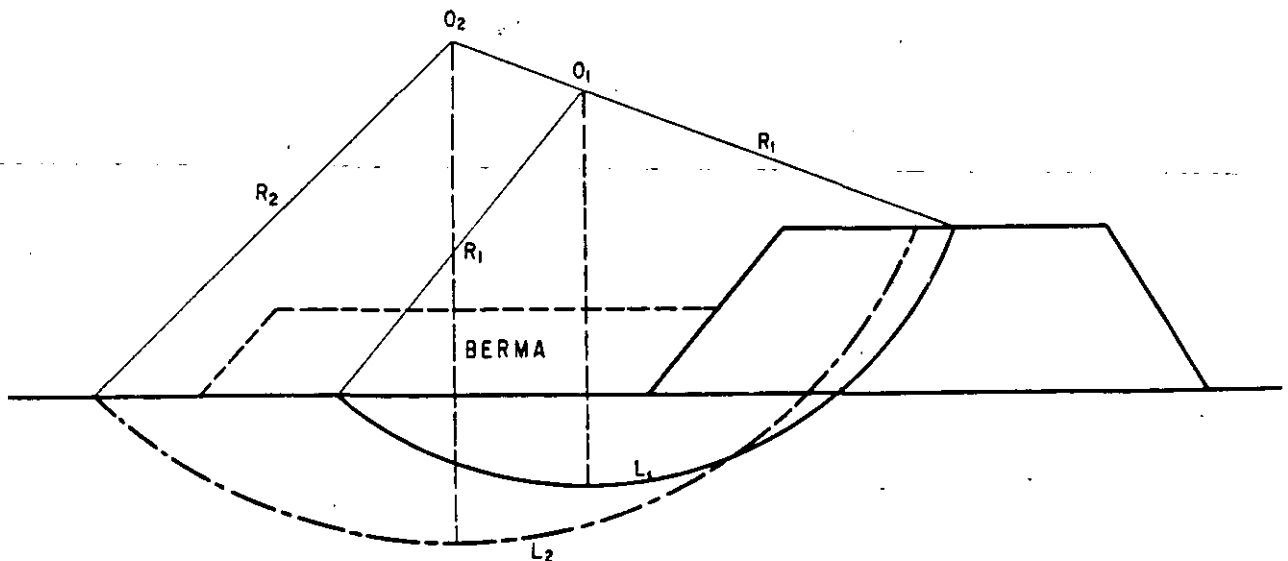


Figura VI-51. Efecto de una berma.





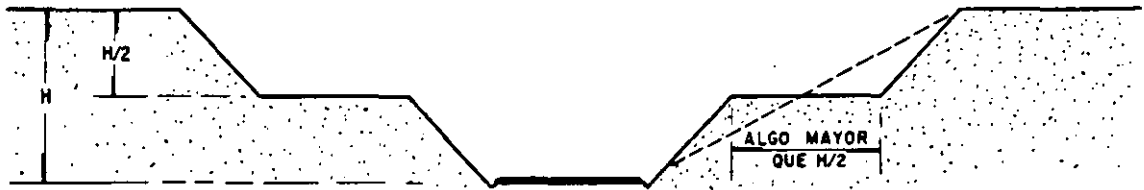
Una berma estabilizadora en la carretera México-Puebla.

principio correcta; sin embargo, no es conveniente llevarla a cabo en muchos casos por razones constructivas, pues puede ser difícil drenar el espacio entre los dos terraplenes si la berma se requiere en largo

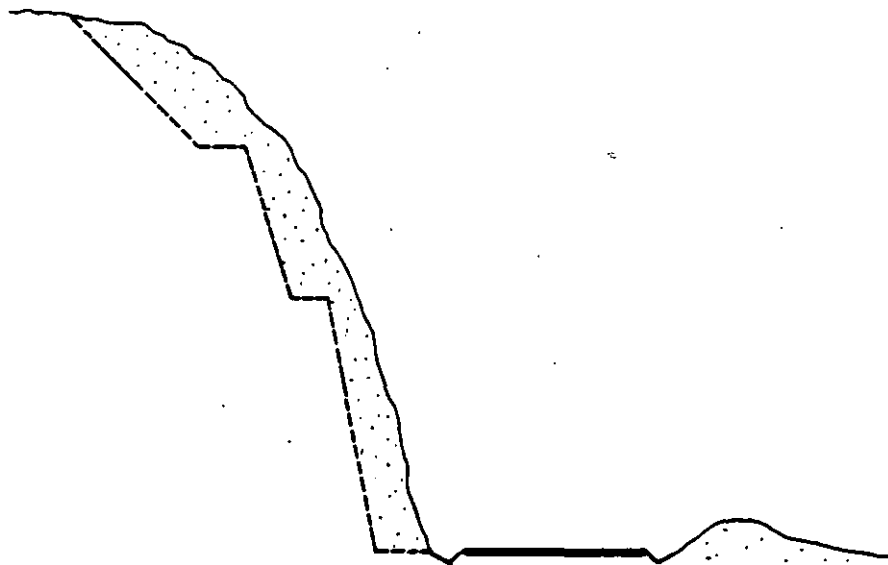
trcho y tiende a producir una mala apariencia estética y peligros a los vehículos circulantes.

El escalonamiento de taludes constituye una solución similar a la de las bermas.

La Fig. VI-52 muestra dos escalonamientos típicos, uno en suelos puramente cohesivos y otro en suelos con resistencia cohesiva y friccionante. Puede verse cómo en el caso del escalonamiento en arcilla lo que se busca es transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor, pues en este tipo de suelos, éste es el factor determinante en la estabilidad. Por ello los escalones deberán tener huella suficientemente ancha como para que puedan funcionar prácticamente como taludes independientes. En el caso de taludes en suelos con cohesión y fricción, el escalonamiento se hace sobre todo para provocar un abatimiento del talud; recoger caídos y coleccionar aguas son funciones secundarias, pero a veces muy importantes, que se asignan también a los escalonamientos.



a). Escalonamiento en materiales cohesivos.



b). Escalonamiento en suelos con resistencia friccionante.

Figura VI-52. Escalonamiento de taludes.

El escalonamiento queda definido por el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos y por el ángulo de los taludes intermedios.

El que los taludes de los respectivos escalones sean paralelos o se construyan con inclinación variable dependerá mucho de la condición del material constitutivo del corte. Escalones de inclinación variable, como los de la parte (b) de la Fig VI-52, son convenientes cuando el material tiene una capa superior alterada, pero su condición mejora claramente con la profundidad.

Es importante la función que pueden cumplir los escalones para proteger el corte contra la erosión del agua superficial, pues reducen la velocidad ladera abajo y el gasto de escurrimiento. Para ello es preciso que los escalones estén adecuadamente conformados; la mayor parte de las veces basta con que el escalón tenga una ligera inclinación hacia el corte, pero en terrenos muy erosionables pudiera llegar a convenir que se invirtiera su inclinación, haciéndola hacia la ladera y construyendo una cuneta impermeable en esa parte interna, que garantice la rápida eliminación de las aguas. Si la posible infiltración del agua de lluvia fuera muy de temer, se podría llegar a la precaución extrema de impermeabilizar toda la huella de los escalones.

Como ya se dijo, el escalonamiento cumple también la función de detener pequeños derrumbes y caídas que puedan llegar a presentarse en los diversos taludes. En ocasiones esta condición, además del costo, gobierna su ancho.

Tampoco existen reglas fijas para proyectar el escalonamiento de un corte y éste deberá ser propuesto para cada caso particular. En el caso de suelos con cohesión y fricción, el perfil del escalonamiento debe ser tal que se llegue a una inclinación razonable para todo el corte considerando un talud simple que promedie a todos los escalones. La altura y el ancho de los escalones, aparte de la condición anterior y del costo, muchas veces se deben fijar por las consideraciones ya mencionadas de prevención contra la erosión superficial del agua y la detención de derrumbes. Es común que la huella de los escalones disminuya hacia arriba, lo mismo que su peralte.

#### E. Empleo de materiales ligeros

Esta solución es aplicable únicamente en terraplenes, por razones obvias, y sólo será eficiente sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcillas blandas o turbas, pues en terrenos de cimentación friccionantes la ventaja del poco peso se neutraliza mucho por la poca presión normal que se produce, lo que a su vez da lugar a que el terreno responda con baja resistencia. En el capítulo III ya se mencionó también esta solución, por lo que no se juzga necesario insistir mucho en ella ahora. Basta decir que lo que se busca es la reducción de las fuerzas motoras, empleando en el cuerpo del terraplén materiales de bajo peso volumétrico. El tezontle, espuma basáltica vol-

cánica, con peso volumétrico comprendido por lo general entre 0.8 y 1.2 ton/m<sup>3</sup>, ha sido muy utilizado para estos fines. Otros materiales, casi siempre de origen volcánico, resultan también apropiados; entre ellos figuran muchas arenas pumíticas.

Ya se mencionó también (capítulo IV) que el uso de materiales ligeros debe comprenderse claramente cuando se compacten los terraplenes, pues muchos de ellos se degradan estructuralmente por compactación muy enérgica y pierden su característica de materiales ligeros.

Otras soluciones en esta línea, tales como la sustitución de parte del terraplén por tubos o cajones huecos de concreto, resultan por lo común muy costosas, por lo que su uso es limitado.

#### F. La consolidación previa de suelos compresibles

Esta solución, a base de precarga, ha sido ya tratada suficientemente en el párrafo III-2 del capítulo III de este volumen, por lo que no se cree necesario insistir aquí sobre ella.

La consolidación previa del terreno de cimentación se puede lograr también por alguno otro de los métodos mencionados en el párrafo III-4 del mismo capítulo III; en general en aquel capítulo se tratan una serie de métodos de mejoramiento del terreno de cimentación, todos los cuales pueden verse como métodos de mejoramiento de la estabilidad de los terraplenes que pudieran construirse sobre ese terreno de cimentación.

#### G. Empleo de materiales estabilizantes

Un aspecto de esta solución es el añadir al suelo alguna substancia que mejore sus características de resistencia. Por lo general este tipo de solución es más factible en terraplenes. Las substancias que más normalmente se han añadido al suelo para el fin que se busca son cementos, asfaltos o sales químicas. Sin embargo, en la práctica estos procedimientos resultan caros, por lo que su uso es limitado.

En general se trata de añadir cementación artificial a los granos del suelo. La mayor parte de los procesos de inyección química que se han intentado utilizan mezclas químicas en que predomina el silicato de sodio, a partir del cual pueda formarse un gel silícico para rellenar grietas, intersticios o vacíos en el suelo. Se ha dicho que estos métodos sólo se pueden aplicar a suelos arenosos con diámetro efectivo de un décimo de milímetro como mínimo. La mayor parte de los reportes que hay en la literatura sobre estas técnicas se refieren a tratamientos temporales.

En forma muy excepcional se ha empleado el tratamiento térmico para estabilizar deslizamientos de tierras. El método fue descubierto por Litvinov (Ref. 84). En esencia es un método de calcinación, en el que se inyectan al suelo gases a más de 1000° C., para endurecerlo. Pueden lograrse radios de acción de 2 ó 3 m en torno al tubo de inyección (Fig. VI-53).

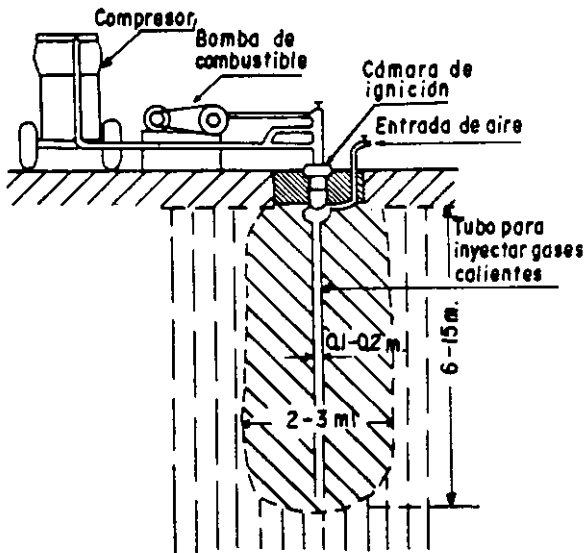


Figura VI-53. Tratamiento térmico de suelos. Esquema del dispositivo (Ref. 84).

Una aplicación de este método a problemas de estabilización de taludes aparece en la Ref. 85.

Otro método de endurecimiento de suelos consiste en inyectarles lechada de cemento. Se ha empleado sobre todo en construcción de ferrocarriles en Europa. En Inglaterra constituye un método relativamente popular, cuyo uso se extiende incluso a cortes y terraplenes en arcilla (Ref. 84). Se reportan los mejores resultados en el tratamiento de superficies de falla previamente formadas y relativamente superficiales, en materiales duros, tales como lutitas, argilitas y arcillas rígidas y fisuradas; no rinde buenos resultados en materiales flojos y sueltos.

El efecto de la inyección es desplazar al agua de las fisuras y rellenarlas con mortero de cemento, lo que forma un buen nexo de unión entre los bloques. No es un método que modifique las características intrínsecas de la masa de suelo, pues la lechada no penetra en él. La inyección debe comenzar con presiones mayores que la presión preexistente en el punto que se considera, lo que permite la penetración en las fisuras y en la superficie de falla ya formada. Ayres (Ref. 86) reporta un caso en que se creó a lo largo de toda una superficie de falla una capa continua de mortero de cemento de 6 a 12 cm de espesor, que contribuyó con mucho éxito a la estabilización de una gran falla.

Un programa de inyecciones requiere de un conocimiento muy preciso de la superficie de falla, respecto a la cual puedan situarse convenientemente los pozos para inyectado. El espaciamiento de los pozos suele estar comprendido entre 3 y 5 m y las operaciones de inyección deben progresar ladera arriba.

También se han utilizado como materiales para inyectar emulsiones asfálticas, con las que se logra mejor penetración que con la lechada de cemento, por su menor viscosidad. El costo puede ser comparable o algo mayor al de la inyección con cemento,

si bien estas cifras relativas dependen mucho de la disponibilidad de asfalto o cemento que se tenga en el país en que se aplique la solución y, como es natural, también de la experiencia que haya en el manejo de uno u otro producto. El uso de las inyecciones asfálticas está fuertemente limitado por la posibilidad de flujo de agua interno, pues éste puede remover fácilmente la película asfáltica.

Otro método de tratamiento de suelos para los fines que se comentan es la congelación. Es un método lento y muy costoso, que sólo se puede aplicar como tratamiento temporal.

La electrólisis es otro método factible para mejorar las características de los materiales que componen un talud.

## H. Empleo de estructuras de retención

El uso de muros en celosía, tablestacas y otras estructuras de retención es muy común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenirlos en zonas en que sean de temer. De hecho, su principal campo de aplicación está en la prevención.

El funcionamiento mecánico de esta solución es claro y probablemente no necesita mayor abundamiento; sin embargo, los resultados de su empleo han sido decepcionantes en muchos casos, razón por la cual conviene comentar algunos aspectos de su uso.

En primer lugar debe comprenderse que la estructura de retención ha de contener a la superficie de falla formada o por formarse; si ésta contiene al muro, el efecto de éste será nulo en la estabilidad general. Lo anterior lleva con frecuencia a muros muy altos, que han de enterrarse mucho en el terreno con la consiguiente elevación del costo de la solución.

Otra fuente común de mal funcionamiento ha sido el descuido del drenaje de la propia estructura de retención. Si éste es siempre de fundamental importancia, resulta vital, por razones obvias, cuando el muro se relaciona con problemas de estabilidad de taludes.

Se debe tener en cuenta que una estructura de retención de costo razonable no incrementa demasiado la resistencia al deslizamiento del conjunto; si las fuerzas que tienden a producir la falla exceden poco a las fuerzas resistentes, la construcción del muro puede ser apropiada, pero si el desequilibrio es fuerte, lo más probable es que el muro no baste para crear la seguridad que se requiere.

Las estructuras de retención se construyen por lo general al pie de los taludes de terraplenes que no podrían ligarse convenientemente con el terreno de cimentación, sobre todo en laderas inclinadas. También se construyen al pie de cortes para dar visibilidad o para (y éste es quizá uno de sus usos más eficientes) disminuir la altura de cortes en materiales

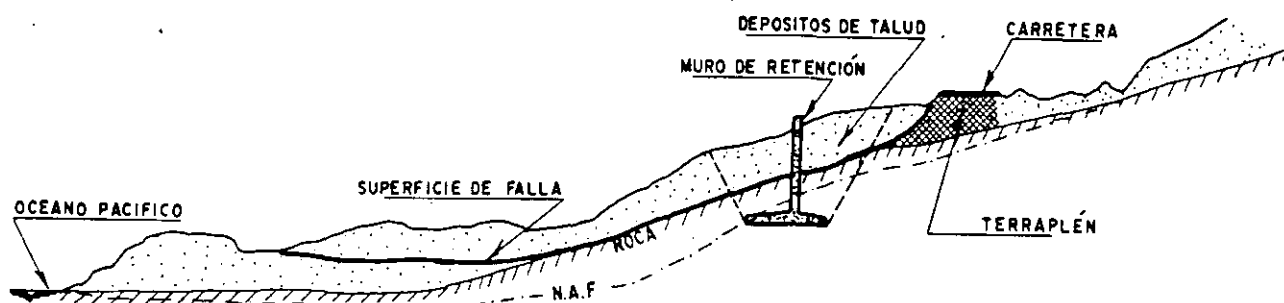


Figura VI-54. Croquis de una falla en ladera, con un muro de retención. Km 16 + 000 de la autopista Tijuana-Ensenada.

cuya resistencia sea predominante o puramente cohesiva, en los que, como en repetidas ocasiones se mencionó, la estabilidad es una función muy sensible de la altura.

Las estructuras de retención tienen la ventaja general de exigir poco espacio para su erección. El volumen de la excavación para su cimentación depende mucho de la naturaleza del suelo existente en el lugar y ésta es, por cierto, una de las circunstancias que con más cuidado se deben sopesar antes de decidir la utilización de la solución que se comenta, pues un terreno de cimentación débil puede producir movimientos muy indeseables en el muro, los que en combinación con los propios de la falla pueden con facilidad llegar a generar situaciones incontrolables.

Uno de los usos más comunes de los muros de retención para estabilizar taludes es el que se hace cuando no hay espacio suficiente para pensar en el abatimiento, la cual es una situación no rara en terraplenes.

Otras veces los muros de retención se usan con éxito para confinar el pie de fallas en arcillas y lu-

titas, impidiendo la abertura de grietas y fisuras por expansión libre.

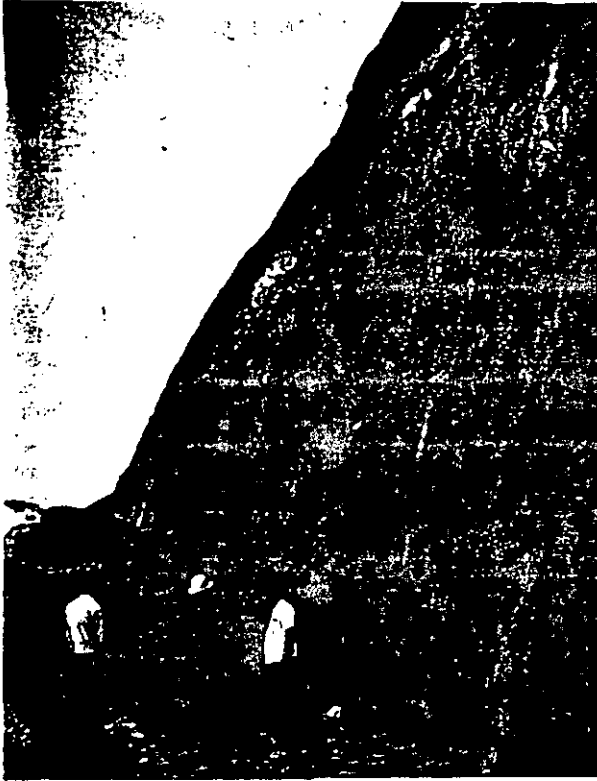
En general los muros de retención altos y largos son muy caros, de manera que es difícil que compitan con otras soluciones alternativas. Requieren de todo un conjunto de obras auxiliares, tales como subdrenaje, ademado, desagües, etc., que se han de atenderse cuidadosamente y que elevan en forma considerable el costo total.

Los muros en celosía pueden tener ventajas adicionales en relación a los muros de retención comunes, ligadas por lo general a la rapidez de su erección y a su facilidad para soportar asentamientos. Difícilmente soportan grandes empujes.

Dentro de este grupo se tratarán también métodos de recubrimiento que incrementan la estabilidad del talud a base de proteger los materiales contra efectos de erosión e intemperismos. En esta línea de acción quedan comprendidos los recubrimientos con mampostería seca, mampostería, gunites, concretos lanzados, losas delgadas de concreto (muchas veces sujetas con anclaje), riegos asfálticos, etc. Merecen



Protección contra caídos por el uso de muros de mampostería "seca". Camino Río Verde-Valles.

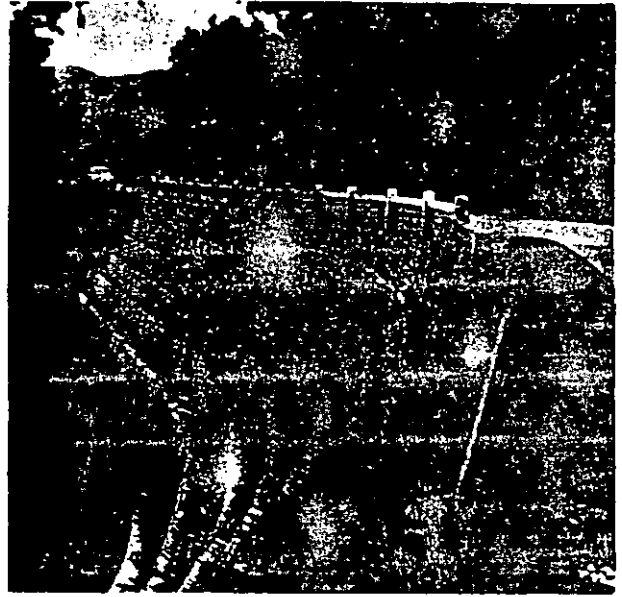


Desprendimiento de un recubrimiento de "Gunita" por presión del agua acumulada. F. C. Viborillas-Villa de Reyes.

comentarios las soluciones a base de riegos de recubrimiento (asfálticos, concretos lanzados, etc.), que con frecuencia han fracasado por haberse hecho sin ninguna consideración del flujo de agua en el cuerpo del talud; si el agua se acumula tras la película que se coloca, se rompe la unidad entre ésta y el material y la solución falla por desprendimiento. Cuando se sospeche la existencia de flujo interno, se deberán tomar las precauciones correspondientes de subdrenaje, por alguno de los métodos que se detallan en el capítulo alusivo.

Respondiendo a criterios similares, se usan mallas de acero o de plástico, para detener derrumbes y caídos. La malla se ancla en la corona del corte y se sujeta al talud de éste con grapas o anclaje.

Muchos problemas de estabilidad se han resuelto con el uso de falsos túneles. Se trata de secciones en túnel de concreto reforzado a las que se dota de un techo suficiente de suelo, de manera que cualquier derrumbe posterior no dañe a la estructura. La condición de su uso es que el túnel falso no quede involucrado en la zona de falla, por lo que difícilmente pueden adaptarse a la solución de grandes masas con superficie de deslizamiento definido; más bien su utilización está ligada a zonas de caídos, derrumbes o flujos. El túnel falso es caro, pero ofrece una solución radical.



Protección contra erosión. Escalones mampostados.

## I. Empleo de pilotes

El pilotaje constituye seguramente la solución más controvertible entre las que son usuales para estabilizar mecánicamente deslizamientos en laderas y taludes; sin embargo, se han reportado algunos éxitos espectaculares, logrados a costos comparativamente bajos. En casi todos los casos de éxito se instalaron dos y tres hileras de pilotes, y algunas veces su uso ha sido reportado como solución más bien restrictiva, en el sentido de que se instala una hilera de pilotes o dos para frenar un movimiento y se van instalando hileras sucesivas, a medida que el material se adapta a la restricción y los movimientos vuelven a comenzar; en tales condiciones, existen fallas que se han estado piloteando a lo largo de 20 años.

Es probable que el método sólo sea apropiado en deslizamientos superficiales; los profundos generan fuerzas muy grandes, que con dificultad resisten los pilotes; además, tales fuerzas harían avanzar al suelo entre los pilotes, aun suponiendo que éstos resistiesen. En abundamiento de lo anterior debe pensarse que en los deslizamientos superficiales los pilotes resultarán cortos, aun cuando se anclen lo necesario; en cambio, en los deslizamientos profundos se habrán de utilizar pilotes muy esbeltos.

El anclaje es evidentemente esencial; pilotes poco anclados serán arrancados y volcados, movimiento que, por cierto, provocará alteraciones en la superficie de falla con posibles resultados contraproducentes. No existen reglas fijas en cuanto a longitud de anclaje, la cual se deberá fijar en cada caso.

La solución sólo se puede intentar en roca o materiales duros, pues los suelos blandos fluirán fácilmente en torno al pilote reduciendo mucho su eficiencia. Cuando la fricción a lo largo de la superficie de falla potencial sea muy importante, el pilotaje

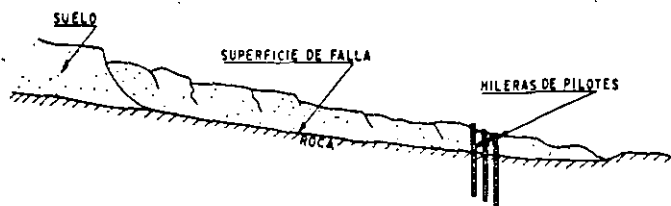


Figura VI-55. Croquis de la estabilización de una falla con pilotes.

constituye una medida de prevención digna de tomarse en cuenta porque puede incrementar bastante los efectos de fricción. La Fig. VI-55 muestra un esquema ilustrativo del método que se comenta.

En ocasiones se complementa la acción de los pilotes colocando losas de concreto reforzado entre ellos.

### J. Empleo de contrapesos al pie de la falla

La solución por lo general busca dos efectos; en primer lugar, balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar a como lo hace una berma, a la que equivalen en algunos aspectos; en segundo lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando éste es de naturaleza friccionante.

Una apropiada forma de la superficie de falla (de preferencia que tienda a elevarse bajo el contrapeso) y que el terreno en la zona de colocación tenga suficiente resistencia para soportar el peso que se le impone, son probablemente las dos condiciones básicas para que pueda pensarse en el empleo de esta solución.

El método en sí consiste en colocar un peso suficiente de suelo o roca en la zona apropiada al pie de la falla. La Fig. VI-56 muestra un croquis con una aplicación práctica del mismo, construida en la autopista Tijuana-Ensenada con el doble propósito de estabilizar y prevenir la erosión marina; se trata de un importante contrapeso de enrocamiento.

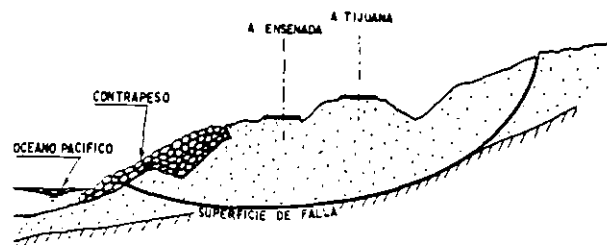


Figura VI-56. Contrapeso de enrocamiento. Km 12 + 363 de la autopista Tijuana-Ensenada.

Existen varias soluciones mixtas, que combinan el efecto del contrapeso con otros deseables. Por ejemplo, se han estabilizado fallas con el uso de respaldos de enrocamiento (Ref. 87), en los que el efecto del contrapeso se suma a la sustitución de materiales malos por otros de mucho mejor calidad y al subdrenaje.

La Fig. VI-57 se refiere a un deslizamiento de tierras real en que una masa importante se deslizó parcialmente a lo largo de un contacto con roca muy fisurada y fragmentada, en la que existían abundantes cantidades de agua; el respaldo de enrocamiento que se colocó, además de detener el terraplén, proporcionó drenaje e introdujo una cantidad importante de material muy bueno en cualquier superficie de falla potencial que tendiera a formarse después de la estabilización. Una falla como ésta se describe con detalle en la mencionada Ref. 87.

### K. Anclajes

Independientemente del uso bien conocido y ya muy extendido de las técnicas de anclaje en roca, en los últimos años se han desarrollado espectacularmente estas mismas técnicas para el caso de los suelos, tanto cohesivos como friccionantes (Ref. 88). El tema no se tratará en este lugar, pues se hará una referencia un poco más detallada a él en el capítulo correspondiente a problemas especiales del volumen II de



Contrapeso de enrocamiento colocado en la falla del km 12 + 363 de la autopista Tijuana-Ensenada.

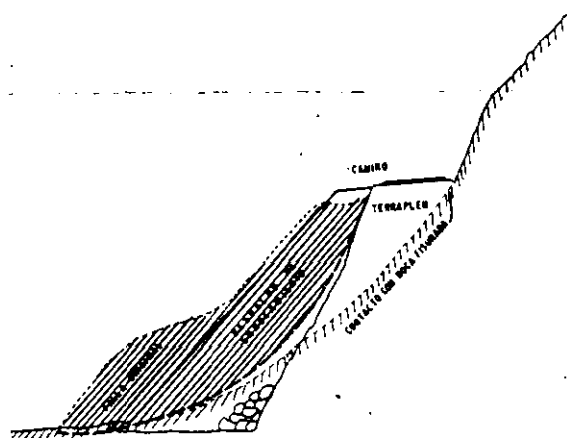


Figura VI-57. Respaldo de enrocamiento, en el que el efecto del contrapeso se combina con los de sustitución y subdrenaje.

esta obra. Basta mencionar en este lugar que algunos problemas muy importantes de estabilidad de taludes y laderas se han resuelto con técnicas de anclaje en suelos con costos muy razonables; conviene fijar la atención en esta solución, haciéndola entrar en el conjunto de las analizadas.

Una variante de los métodos de anclaje que se ha usado poco en las vías terrestres, pero que con seguridad es merecedora de mayor preferencia por parte de los proyectistas, es la utilización de tirantes de anclaje en estructuras de retención, especialmente cuando éstas han de cimentarse en suelos poco resistentes, con presiones de contacto mayores que la capacidad de carga; en retenciones a base de pilotes, el anclaje de éstos puede dar muy buenos resultados cuando el estrato resistente en que se afianzan no ofrece suficiente garantía de que los pilotes no lo penetren lateralmente.

Los anclajes suelen consistir en cables de acero unidos a muertos y sólidamente ligados a la estructura de retención. Por razones que se comprenden con facilidad, su uso será más sencillo en terraplenes que en cortes.

#### L. Uso de explosivos

La superficie de falla sobre la cual ocurre un deslizamiento es muchas veces lisa y pulida; el caso típico de este fenómeno es el de masas de suelo cohesivo que deslizan sobre mantos de roca o suelos mucho más duros. Este tipo de contactos constituyen también una superficie potencial de deslizamiento.

En tales situaciones, se ha recurrido a veces a utilizar explosivos para romper y hacer rugoso un contacto de tal naturaleza; se proporciona así una mejor liga friccional a los dos materiales en contacto. La eficiencia del método se aumenta si a cierta profundidad de la superficie de falla existen mantos drenantes a los que la explosión comunique con dicha superficie, a la que entonces se proporciona drenaje.

En la utilización de este método deberá cuidarse el manejo de los explosivos, pues de otra manera se corre el riesgo de que la explosión acelere el deslizamiento sobre cualquier superficie previamente formada o lo genere, sobre una superficie potencial.

Se ha dudado mucho sobre la permanencia de una corrección por medio de explosivos y el punto se discute con frecuencia, sin que exista un entendimiento claro al respecto. Parece que la mayoría de los especialistas opina que para que el método sea exitoso es preciso que exista una formación dura abajo de la superficie de falla. También conviene mencionar que en todos los casos en que se ha usado el método se ha reportado un asentamiento importante en los meses siguientes a su puesta en práctica. Es cuestionable cualquier ventaja de drenaje que se pueda obtener mediante el uso de explosivos; los fragmentos resultantes no forman un filtro, de mane-

ra que con seguridad los pequeños espacios entre ellos se sellarán al depositarse material muy fino arrastrado en el flujo de agua. Los deslizamientos muy profundos quedan fuera del alcance del método, por la violencia de las explosiones necesarias para ponerlo en práctica.

Los explosivos se pueden usar también en derrumbes y caídos, pero no como método de corrección, sino de remoción.

Es probable que el aspecto más sugestivo del uso de explosivos sea su costo, que suele ser muy inferior al de otras soluciones, al grado que aun suele ser ventajoso económicamente un programa que incluya varias aplicaciones sucesivas del procedimiento a lo largo de varios años.

#### M. Empleo de vegetación

Se trata ahora de un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra que acompañan a la construcción de cortes y terraplenes producen inevitablemente una destrucción muy indeseable de la cobertura vegetal, dejando a los suelos expuestos al ataque de agua superficial y vientos. Se acepta que la vegetación cumple dos funciones importantes; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por el entramado mecánico de sus raíces. Comoquiera que las plantas o el pasto toman el agua que necesitan del suelo en que crecen, se pueden plantear varios criterios para seleccionar el tipo de especies más conveniente en un caso dado; desde luego, el uso de plantas propias de la región será en principio recomendable y evitará fracasos posibles en la adaptación al ambiente de especies importadas, fracasos que son difíciles de prever para un ingeniero civil; pero hay especies que toman demasiada agua del suelo y otras que toman mucho menos, produciendo grados muy diferentes de abatimiento en los contenidos de agua superficiales. En suelos arcillosos, seguramente pueden convenir más las primeras, al garantizar una corteza de suelo más resistente, pero en suelos arenosos un secado intenso en la superficie hace a los materiales más erosionables y ello no es conveniente.

Cuando se trata de arbolado en los coronamientos de los cortes o como barreras contra invasión de arena, las consideraciones anteriores no son muy válidas y el criterio debe quizá circunscribirse al uso de las especies locales que tengan mejores posibilidades de adaptación al lugar específico de que se trate.

La experiencia ha probado que es más efectivo para defender taludes la plantación continua de pastos y plantas herbáceas, en vez de la plantación de matas o áreas aisladas. Comoquiera que el costo de ambas soluciones también es diferente, la actitud del ingeniero debe quedar condicionada a la feracidad de la región; hay zonas en que la forestación se pro-



Estabilización del talud de un corte con vegetación. Carretera Villa Cardel-Veracruz. Se utilizaron plantas aisladas de nopal.

duce en forma casi natural e inevitable; otras en que es muy difícil el crecimiento vegetal. La plantación aislada incrementa mucho la posibilidad de infiltración y escurrimiento. Por otra parte, en el caso de terraplenes muy altos ha dado buen resultado la plantación de arbustos en hileras, para hacer perder velocidad al agua que escurra.

Es muy importante el efecto del pasto para evitar la formación de grietas de contracción en los suelos que estarían expuestos de no existir tal cobertura.

La Fig. VI-58 (Ref. 84) muestra el equilibrio hidráulico que tiende a establecerse con el tiempo en suelos arcillosos cubiertos por diferentes especies vegetales.

Debe notarse cómo el contenido de agua se reduce efectivamente hasta profundidades del orden de 2 ó 2.50 m, llegando a 3.00 m en cobertura con arbustos.

Un estudio detallado de las especies vegetales utilizables en cada lugar y región se considera fuera del alcance de este libro y deberá encomendarse a un especialista en cada caso importante. De la misma manera, no se juzga necesario analizar todas las téc-

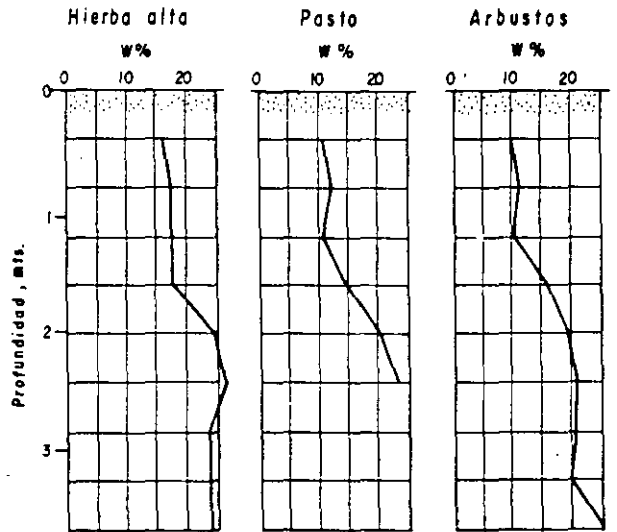
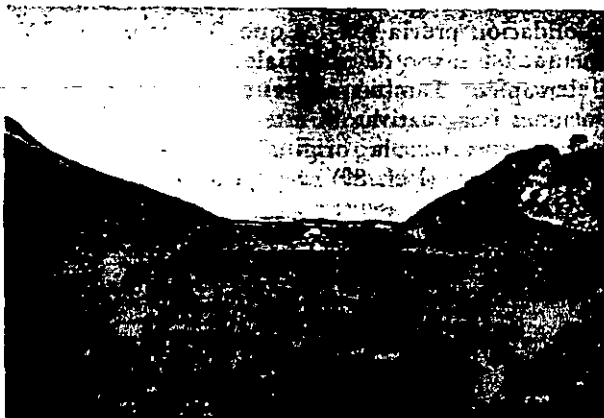


Figura VI-58. Efecto de la cobertura vegetal en el contenido de agua superficial de suelos con arcilla.

nicas que se han desarrollado recientemente para propiciar el crecimiento de especies vegetales en terrenos inapropiados, en zonas áridas, donde mueren las plantas que se coloquen casi inmediatamente después de nacer.

El riego de las plantaciones que se efectúe, cuando es abundante y prolongado, debe verse como indeseable desde el punto de vista doble de la economía y la conservación. Para evitarlo se ha recurrido a colocar costras de arcilla y tierra vegetal sobre taludes contruidos con suelos que no ofrecen de por sí soporte adecuado a la vida; estas costras conservan la humedad en mayor grado, lo que favorece la vegetación. Análogos fines se han perseguido en ocasiones al colocar sobre los taludes una delgada capa de riego asfáltico o con otras sustancias; al impedir la evaporación, por lo menos inicialmente, se propicia el crecimiento de una cobertura vegetal densa, que en los años venideros pueda defenderse por sí sola.



Estabilización del talud de un corte con vegetación. Carretera Villa Cardel-Veracruz. Obsérvese el mejor resultado obtenido con pasto.



Estabilización con vegetación del talud de un gran terraplén.



## N. Corrección de fallas de otros tipos

No se considera necesario insistir en este lugar en los métodos preventivos o correctivos contra otros tipos de fallas, como la tubificación o la licuación, pues se piensa que de la exposición de estas fallas resaltan fácilmente. Estas medidas casi siempre están relacionadas con las condiciones de compactación del material del talud o del terreno de cimentación.

Mención especial merecen los métodos que se emplean para prevenir y corregir los agrietamientos longitudinales. Puesto que las grietas aparecen en las zonas del terraplén más susceptibles a los cambios de humedad, que son sus hombros, la primera solución en que puede pensarse es construir el terraplén de un ancho mayor que el necesario por razones geométricas, con lo cual se lograría que sean mínimos los cambios de humedad en la zona de pavimento y que las grietas ocurran fuera de esa zona; el mismo criterio llevará a ampliar los terraplenes ya construidos en que aparezcan grietas. La solución es evidentemente un paliativo que, por otra parte, ha dado excelentes resultados prácticos, pero que no ataca la esencia del problema y tiene un costo elevado.

En otras ocasiones y buscando ahorro en el movimiento de tierras por realizar, se han efectuado las ampliaciones a base de bermas de dos y tres metros de ancho, con altura aproximadamente igual a la mitad de la del terraplén. Con frecuencia los resultados de estas medidas han sido satisfactorios. Mejor aún parece ser construir muy tendidos (2.5:1, 3:1, ó más) los taludes de los terraplenes en que se desea prevenir el agrietamiento, sin efectuar propiamente la ampliación de la corona; la experiencia ha demostrado que las grietas se alejan suficientemente de la zona pavimentada aun cuando la ampliación de los taludes, en el caso de corrección de terraplenes construidos, se haga en forma descuidada, sin compactar como es debido el material recargado, que sencillamente se coloca con ayuda de equipo para mover material, pero sin usar equipo de compactación. Ha-

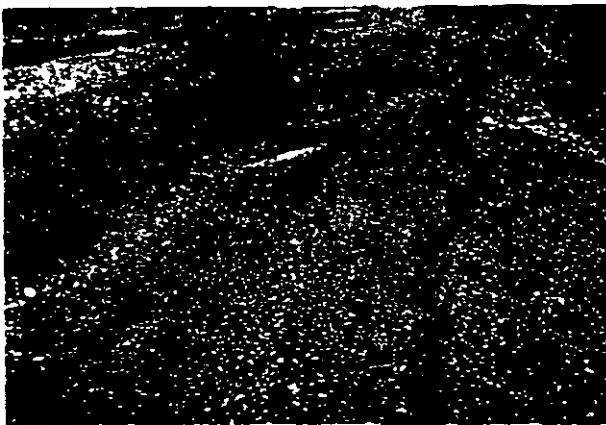
dado mejor resultado la utilización de suelos finos arcillosos en los taludes ampliados, lo cual además propicia su forestación, que es deseable. Esta misma técnica ha dado buen resultado en los casos de falla por hombros caídos.

## O. Otros métodos correctivos

Todos los métodos que se mencionan se refieren a soluciones que se han probado con mayor o menor éxito en todas partes, pero el ingeniero que se enfrenta a un problema de estabilidad no debe permitir que su mente y su imaginación se construyan a seguir caminos ya trillados. Para su caso particular, él tiene un conocimiento, un monto de información y una visión que no posee nadie de los que pudieran recomendar la solución adecuada por el método de control remoto que necesariamente implica la lectura de una referencia bibliográfica. Así, el ingeniero responsable debe hacer uso de tal ventaja, llegando a la solución idónea de su caso, quizá original en sí misma, o en otras ocasiones, una combinación no menos original de varios métodos conocidos.

La Fig. VI-59 ilustra una solución del tipo que se sugiere. Se trata de un terraplén de gran anchura construido para una autopista, en un lugar en que el terreno de cimentación era muy blando y comprensible; en el sitio, la autopista tenía una curva horizontal, que exigía la correspondiente sobre-elevación. El ingeniero encargado de la obra modificó un proyecto menos imaginativo y construyó la sección que se muestra esquemáticamente. Independientemente de que se trata de una solución no nueva y que quizá tiene múltiples antecedentes en todas partes, el hombre que modificó el proyecto no la conocía previamente. Es un buen ejemplo de lo que el pensamiento libre puede lograr ante un problema específico.

Mención especial merecen todos los métodos para paliar los malos efectos de los asentamientos en terraplenes construidos en terrenos blandos. Estos métodos han sido tratados como correctivos del terreno de cimentación en el capítulo III. De ellos, los de consolidación previa son los que más se utilizan, juntamente con el uso de materiales ligeros en el cuerpo del terraplén. También en este caso pueden existir soluciones imaginativas. A este respecto parece conveniente mencionar la originalmente concebida por L. M. Aguirre (Ref. 89). Se trata de reducir al mínimo los grandes asentamientos que podrían llegar a producirse al construir sobre los terrenos que algún día pertenecieron al Lago de Texcoco (Ref. 90) aero-



Prevención del agrietamiento longitudinal por el uso de bermas. Nótese el desarrollo de las grietas en las mismas.



Figura VI-59. Terraplén en diente de sierra, apropiado para resolver problemas de sobre-elevación por curva sobre suelos muy blandos.

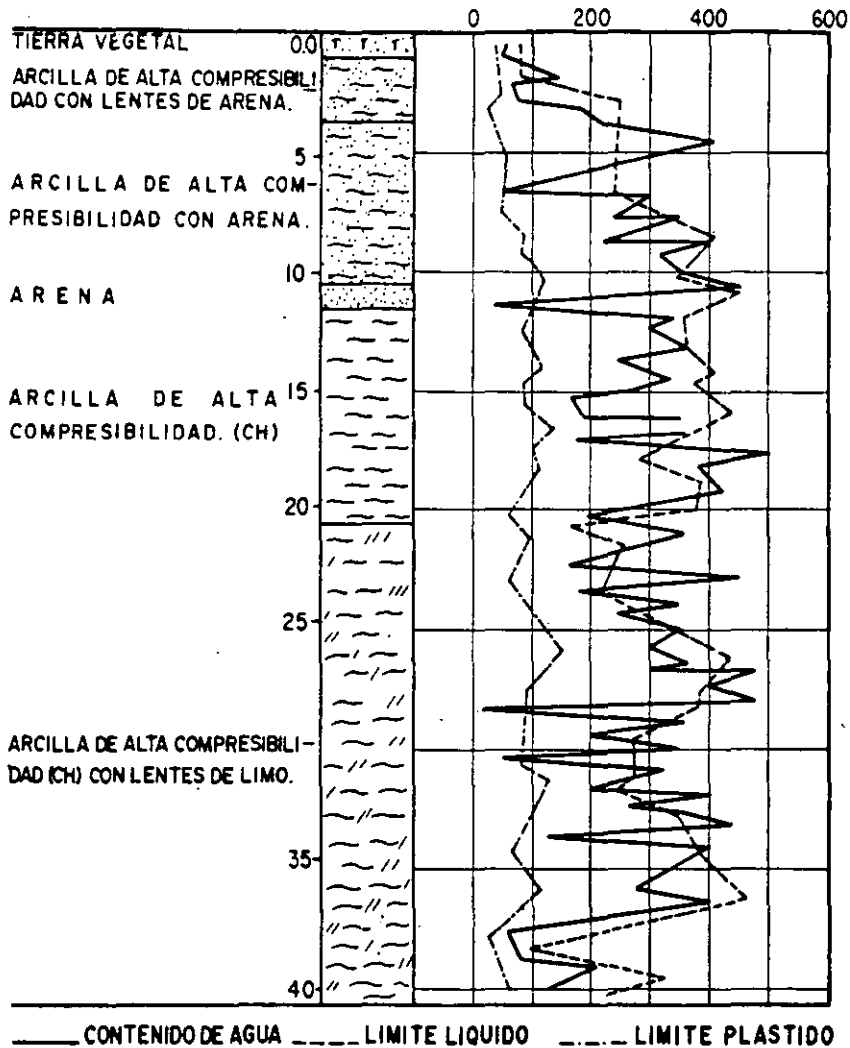


Figura VI-60. Perfil de suelos en la zona del aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

pistas, prolongaciones de las existentes, calles de rodaje y, en general, grandes terraplenes conectados con las ampliaciones y servicios del Aeropuerto Internacional de la ciudad de México, que precisamente se encuentra en esa zona, en la que existen grandes espesores de materiales muy compresibles (Fig. VI-60).

El aeropuerto es ya antiguo y originalmente sus pistas fueron construidas un tanto al margen de las técnicas que hoy se han ido imponiendo en todas partes. El resultado de tal proceder se puede ver muy objetivamente en una dramática fotografía que figura en estas páginas; respecto a ella se puede comentar que, al ocurrir los máximos asentamientos en el centro del terraplén, se pierde la pendiente transversal, formándose zonas de drenaje imposible, lo que propicia encharcamientos y hace a las pistas inoperantes por su peligrosidad; la solución que se dio en este caso durante años fue a base de renivelaciones muy costosas con concreto asfáltico, hasta llegar al extremo que puede apreciarse en la fotografía.

La idea básica del proyecto que se comenta es aproximar a cero el incremento de presiones produ-

cido por el terraplén sobre el terreno de cimentación. Para ello se utilizó un principio de compensación masiva, construyendo el pavimento en una sección excavada, de manera que el peso del material



Deformaciones en una de las pistas del Aeropuerto Internacional de México. Obsérvase las renivelaciones con concreto asfáltico.

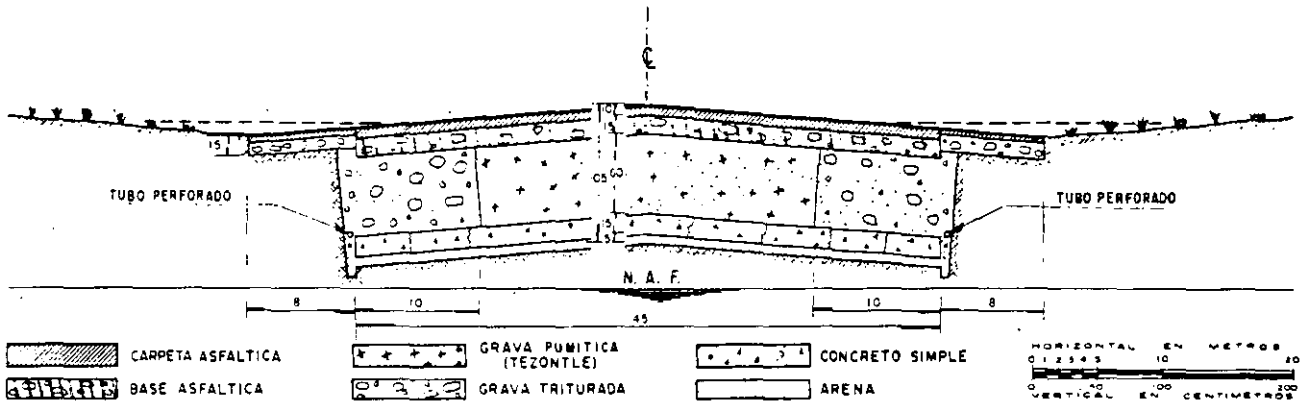


Figura VI-61. Sección estructural de las prolongaciones de las pistas en el aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

removido se igualase con el de la pista superimpuesta. Esta, cuya sección estructural aparece en la Fig. VI-61, utiliza materiales ligeros (grava pumítica, localmente llamada tezontle, con peso volumétrico de 0.8 T/m<sup>3</sup>).

El lecho inferior de la sección está constituido por una losa delgada de concreto simple apoyada sobre una capa de arena en el fondo de la excavación. El objeto de esta losa es proporcionar un apoyo homogéneo a la sección, repartir los esfuerzos transferidos en forma uniforme y favorecer la compensación del conjunto. Es muy interesante notar que en ambos lados de la pista se dejaron secciones con grava de peso volumétrico normal, con el objeto de nivelar los asentamientos del conjunto, evitando los diferenciales.

Los resultados de esta sección en cuanto a prevenir asentamientos diferenciales se pueden ver en la Fig. VI-62, en la que se reportan datos de nivelación en los primeros 4 años de uso de la estructura. Cabe comentar que desde entonces a la fecha (1972), los movimientos que se observaron han quedado en el orden de aproximación de los aparatos para medirlos, por lo que pueden considerarse despreciables.

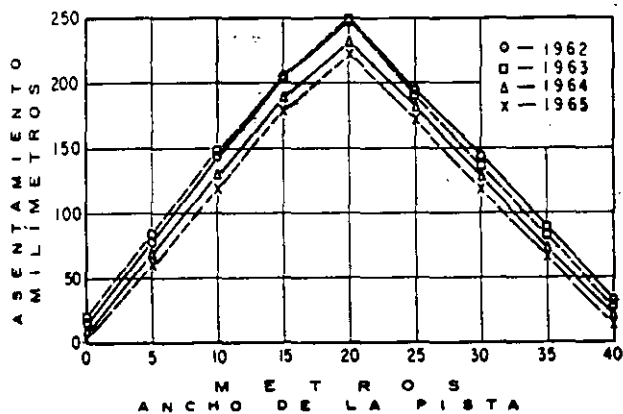


Figura VI-62. Asentamientos observados en una sección transversal de la prolongación en las pistas, en el aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

Como se ha visto, existen gran variedad de soluciones para prevenir o corregir fallas de taludes. Al pensar esto debe todavía tenerse en cuenta que se han dejado para un capítulo posterior de esta obra todas las soluciones basadas en el drenaje o en el subdrenaje, que por cierto constituye quizá la principal metodología para resolver este tipo de problemas. Así pues, para un caso dado, se ofrecerán en general al ingeniero varias alternativas en principio atractivas; por otra parte, quizá, varias de las soluciones posibles se vean a primera vista no apropiadas al caso. Surgirá así la necesidad de realizar un estudio selectivo, en el que es común que se eliminen algunas de las alternativas consideradas; el enfoque de este estudio selectivo deberá ser todavía de naturaleza eminentemente técnica. El resultado final serán unas cuantas soluciones posibles, todas ellas técnicamente recomendables; la selección final se hace con base en consideraciones de preferencia, entre las que las económicas suelen ser preponderantes, sin que dejen de desempeñar su papel las que se refieren a rapidez de ejecución y aun a la estética. En especial, muchas veces la solución queda impuesta por la necesidad de terminar la obra correctiva en un momento dado, por ejemplo cuando la vía haya de ser abierta al tránsito, o antes del comienzo de una temporada de lluvias, etc. Pero, debe insistirse, suele ser el costo, en la más amplia acepción ingenieril, el que determina la obra que definitivamente se recomiende.

No todas las soluciones propuestas son apropiadas para todos los tipos de fallas de laderas y taludes. Aun hablando de deslizamientos de tierras, no todas las soluciones comentadas pueden considerarse aconsejables para los diferentes tipos de fallas. Independientemente de que es muy difícil generalizar en estos materiales, se hacen a continuación algunos comentarios relacionando los diferentes métodos correctivos mencionados con los tipos de fallas para los cuales han dado los mejores resultados, según la experiencia disponible.

## 1. Derrumbes y caídos

En este caso los métodos correctivos suelen referirse a alguno de los siguientes criterios: Relocalización, abatimiento de taludes, escalonamiento y drenaje superficial. En menor escala se han usado métodos de retención, no tanto con este fin propiamente dicho, sino con el de recubrir materiales fácilmente atacables por el intemperismo: dentro de esta línea se construyen pantallas de mampostería o placas delgadas de concreto. En derrumbes y caídos de escasa magnitud ha rendido magníficos resultados el recubrimiento con gunite, concretos lanzados, mallas de alambre, etc.

Los anclajes se usan cada día más para resolver este tipo de problemas.

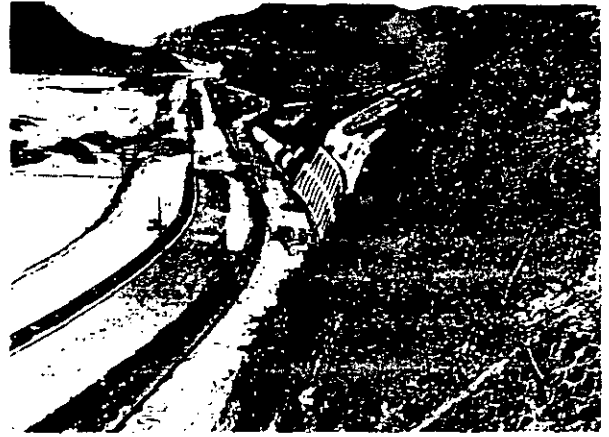
En el caso de cortes en que los caídos y derrumbes se presentan en la zona de coronamiento puede ser una buena política la remoción periódica del material que se va soltando.

## 2. Deslizamientos de tierras

Los siguientes son los métodos que más comúnmente se emplean en problemas conectados con deslizamientos de tierras.



Distintas obras de protección. Nótese el uso de estructuras de retención y de mallas para retener los caídos.



Protección de caídos con mallas.

- a. Relocalización.
- b. Abatimiento de taludes.
- c. Empleo de bermas.
- d. Remoción de material en la cabeza de la falla.
- e. Drenaje superficial y sellado de grietas.
- f. Modificación de rasante.
- g. Empleo de contrapesos.
- h. Muros de retención.
- i. Pilotaje.
- j. Uso de explosivos.

Los contrapesos, los muros y el empleo de explosivos deben circunscribirse a deslizamientos pequeños; muy pocas veces han sido efectivos en grandes. Pedraplenes y muros se han usado para prevenir erosión, por ejemplo de corrientes de agua, aun en deslizamientos muy grandes.

En la relación anterior, otra vez se ha omitido el subdrenaje, que constituye uno de los tipos de solución más efectivos y muchas veces más rápidos, económicos y elegantes para deslizamientos de tierras.

## 3. Flujos

Los siguientes son los métodos que más comúnmente se utilizan en este tipo de fallas:

- a. Relocalización.
- b. Abatimiento de taludes.
- c. Escalonamiento de taludes.
- d. Remoción parcial o total del material fallado.
- e. Drenaje superficial, incluyendo sellado de grietas.

También en este caso el subdrenaje ofrece toda una gama de soluciones frecuentemente exitosas. Estas se deberán considerar siempre en problemas relacionados con flujos.

Las estructuras de retención sólo se pueden emplear en flujos muy pequeños. El salvar la zona de falla con un viaducto se ha utilizado en flujos más que en otros tipos de fallas, debido a que muchos suelen ser estrechos.

# ANEXO VI-A

## Ejercicios de aplicación

### VI-A.1 CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA UN TALUD "COHESIVO", CON TERRENO DE CIMENTACION HOMOGENEOS CON EL Y LIMITADO POR UN ESTRATO HORIZONTAL RESISTENTE

Con objeto de ilustrar la aplicación de las gráficas de Taylor al caso particular mencionado, se resolverá el problema que se muestra a continuación.

DATOS:

$$\begin{aligned} c &= 2 \text{ T/m}^2 \\ \gamma_m &= 1.8 \text{ T/m}^2 \\ H &= 3.0 \text{ m} \\ DH &= 4.5 \text{ m} \\ \beta &= 30^\circ \end{aligned}$$

Solución

a) El círculo crítico deberá ser tangente al estrato resistente y con centro en la vertical media.

b) Para determinar el número de estabilidad requerido ( $N_e$ ) y la posición del círculo crítico (valor de  $n$ ), se trabaja en el gráfico de Taylor de la Fig. VI-28, con los valores de  $D$  y  $B$ .

Para  $D = 1.5$  y  $\beta = 30^\circ$  se obtiene:  $N_e = 0.1625$  y  $n = 0.55$

c) Para calcular el número de estabilidad a partir de la resistencia disponible en el terraplén, se aplica la expresión:

$$N_e = \frac{c}{\gamma_m H} = \frac{2}{1.8 \times 3} = 0.370$$

d) Finalmente, el factor de seguridad del talud se calcula dividiendo el valor del  $N_e$  disponible entre el del  $N_e$  requerido.

$$FS = \frac{N_e \text{ (disponible)}}{N_e \text{ (requerido)}} = \frac{0.370}{0.1625} = 2.27$$

### VI-A.2 EJEMPLO DE UN ANALISIS CON TANTEOS

Calcular la estabilidad de un muro de contención, según una superficie de deslizamiento cilíndrica circular. Datos: Ancho de la cimentación  $2b = 4$  m, altura del muro desde la superficie de desplante  $H = 8$  m, ancho al nivel del piso  $3.4$  m, ancho en la corona  $1.4$  m, profundidad del cimiento  $h = 2$  m,

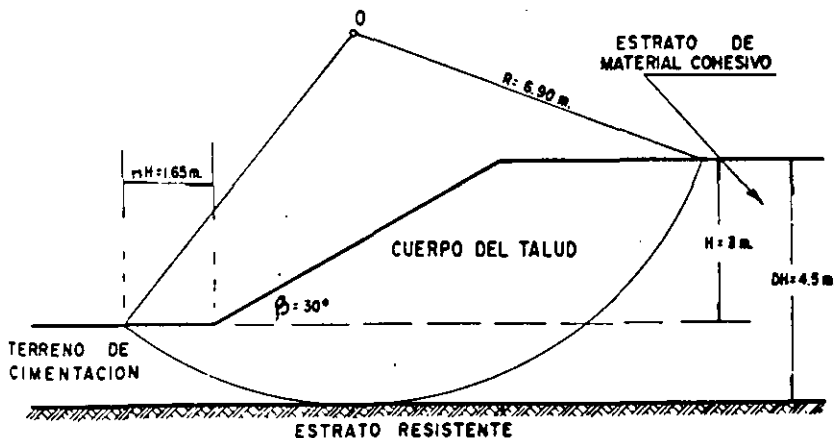


Figura VI-A-1. Círculo crítico correspondiente al ejemplo propuesto.

peso volumétrico de la mampostería  $\gamma = 2.0 \text{ ton/m}^3$ .

Características del suelo de relleno y de la cimentación: Peso volumétrico  $\gamma_m = 2 \text{ ton/m}^3$ , ángulo de fricción interna  $\phi_u = 12^\circ$ , cohesión  $c_u = 1 \text{ ton/m}^2$ .

**Solución.** La solución del problema consiste en buscar coeficiente de seguridad mínimo, lo cual ha de hacerse por tanteos.

Por lo general conviene mover el arco de falla según una vertical hasta determinar un coeficiente de seguridad mínimo; después, al nivel del centro para el cual se obtuvo el mínimo coeficiente de seguridad, se mueve el centro según una horizontal.

1. De un centro elegido arbitrariamente  $O_1$  trázese un arco, en tal forma que pase por el vértice  $E$  del muro de contención (Fig. VI-A.2.1).

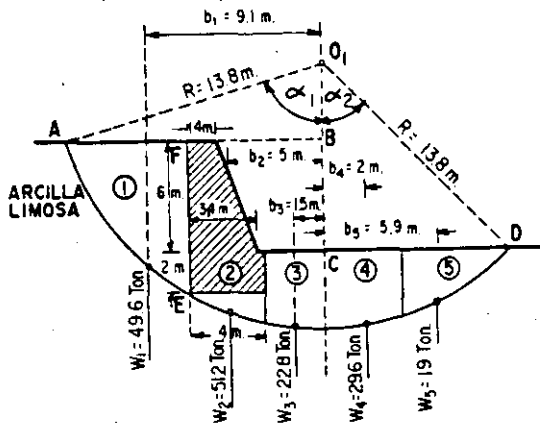


Figura VI-A.2.1. Planteamiento del problema y primer tanteo.

2. Se determina gráficamente el radio que para este ejemplo será  $R_1 = 13.8 \text{ m}$ .

3. En los triángulos  $ABO_1$  y  $CDO_1$  se pueden determinar los valores de los ángulos centrales  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$ , determinando previamente los valores de los catetos  $O_1 B$  y  $O_1 C$  (las medidas se toman directamente del esquema).

$$O_1 B = 4 \text{ m}; O_1 C = 10 \text{ m}$$

Del triángulo  $ABO_1$

$$\cos \alpha_1 = \frac{O_1 B}{R_1} = \frac{4}{13.8} = 0.29; \alpha_1 = 78^\circ 8'$$

Del triángulo  $CDO_1$ :

$$\cos \alpha_2 = \frac{O_1 C}{R_1} = \frac{10}{13.8} = 0.725; \alpha_2 = 43^\circ 28'$$

El ángulo central es igual a:

$$\alpha_1 + \alpha_2 = 78^\circ 8' + 43^\circ 28' = 116^\circ 36'$$

4. Se determina la longitud del arco de deslizamiento  $L_1$  a lo largo de  $AED$

$$L_1 = (\alpha_1 + \alpha_2) R_1 = \frac{116^\circ 36'}{180^\circ} \cdot 13.8 \text{ m} = 28.1 \text{ m}$$

(la suma de los ángulos  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  se expresa en radianes).

5. Se calcula el momento de las fuerzas de adherencia a lo largo del arco de deslizamiento  $AED$ :

$$L_1 c_u R_1 = 28.1 \cdot 1 \cdot 13.8 = 387 \text{ ton/m}$$

6. El sector de deslizamiento se divide en 5 dovelas.

Para simplificar los cálculos, el ancho de las dovelas se determina según la ubicación de los estratos (cuando el macizo esté estratificado) y por la curvatura del arco de deslizamiento, debiendo tenerse en cuenta que para el cálculo de las áreas, dicha curvatura se aproxima a una línea recta.

7. Se calculan los datos necesarios para la dovela 1 del ejemplo. El área se determina, considerando la parte del arco de deslizamiento  $AE$  como recta. El triángulo  $AEF$  tiene un área:

$$A_1 = \frac{AF \times FE}{2} = \frac{6.2 \times 8.0}{2} = 24.8 \text{ m}^2$$

(la longitud de los lados del triángulo  $AF$  y  $FE$  se mide directamente del esquema).

El peso de la dovela 1 será:

$$W_1 = A_1 \gamma_m = 24.8 \cdot 2 = 49.6 \text{ ton/m}$$

La distancia de su centro de gravedad al centro  $O_1$  es:

$$b_1 = BF + \frac{AF}{3} = 7 + \frac{6.2}{3} = 9.1 \text{ m}$$

El momento que genera el peso de la dovela (motor) con relación al centro  $O_1$  tiene un valor de:

$$W_1 b_1 = 49.6 \cdot 9.1 = 452 \text{ ton/m}$$

El momento que generan las fuerzas de rozamiento a lo largo del arco de deslizamiento  $AE$ :

$$W_1 \cdot \tan \phi_u \cdot R_1 = 49.6 \cdot 0.213 \cdot 13.8 = 145 \text{ ton/m}$$

De esta manera se realiza el cálculo para cada una de las dovelas.

8. Como el muro de contención no tiene ninguna carga vertical suplementaria, excepto el peso propio de la mampostería, cuyo peso volumétrico es igual al peso volumétrico del suelo ( $2 \text{ ton/m}^3$ ), su peso se incluye en el peso del bloque 2. Para simplificar los cálculos, se considera que el peso del muro

está uniformemente distribuido en la superficie de desplante y que el centro de gravedad de todas las dovelas 2, 3, 4 y 5 está aplicado en su centro.

Los datos de los cálculos de la primera curva de deslizamiento con centro en  $O_1$  se dan en la tabla VI-A.2.1.

TABLA VI-A.2.1

Nº de la dovela	Area de la dovela $A_i$ , m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_i$ , ton	Brazo del momento $b_i$ , m	$W_i b_i$ , ton · m	$W_i \tan \phi_u R_1$ , ton · m
1	24.8	49.6	9.1	452	145
2	25.6	51.2	5.0	256	150
3	11.4	22.8	1.5	34	67
4	14.8	29.6	2.0	-59	87
5	9.5	19.0	5.9	-112	56
TOTAL:				571	405

El coeficiente de seguridad se determina según la fórmula

$$F_s = \frac{\Sigma W_i \tan \phi_u + \Sigma c_u l_i R}{Pa + \Sigma W_i b_i}$$

$$F_s = \frac{405 + 387}{571} = 1.38$$

No se considera el producto  $Pa$  de la fórmula ya que el peso de la mampostería del muro de confención  $P$ , está incluido en el peso de la dovela 2.

9. Como segundo tanteo para llegar al valor mínimo del coeficiente de seguridad en la dirección vertical, tómesese un centro de giro  $O_2$  de una segunda curva de deslizamiento 2 m arriba, según la misma vertical (Fig. VI-A.2.2).

Igual que en el primer caso, con el radio  $O_2E$  se dibuja el arco de deslizamiento, determinando gráficamente la longitud del radio y todos los datos necesarios para el cálculo del coeficiente de seguridad. El orden del cálculo es análogo al anterior, y los datos del cálculo se dan en la tabla VI-A.2.2.

TABLA VI-A.2.2

Nº de la dovela	Area de la dovela $A_i$ , m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_i$ , ton	Brazo del momento $b_i$ , m	$W_i b_i$ , ton · m	$W_i \tan \phi_u R_2$ , ton · m
1	29.6	59.2	9.5	562	197
2	25.0	50.0	5.0	250	166
3	10.4	20.8	1.5	31	69
4	13.4	26.8	2.0	-54	86
5	9.0	18.0	5.9	-106	60
TOTAL:				683	578

Valor del radio  $R_2 = 15.7$  m; longitud del arco de deslizamiento  $L_2 = 29.6$  m.

El coeficiente de seguridad del segundo arco de deslizamiento es igual

$$F_s = \frac{578 + 29.6 \cdot 1 \cdot 15.7}{683} = 1.53$$

10. Ahora se colocará al centro del arco de falla 2 m más arriba según la misma vertical (Fig. VI-A.2.3), obteniéndose el punto  $O_3$ .

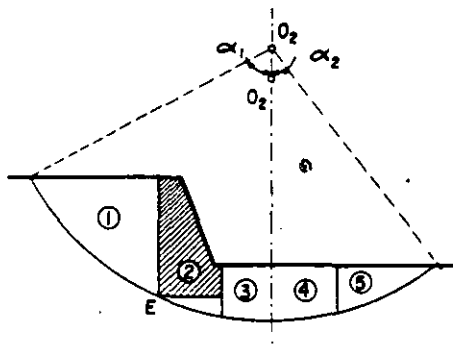


Figura VI-A.2.2. Segundo tanteo.

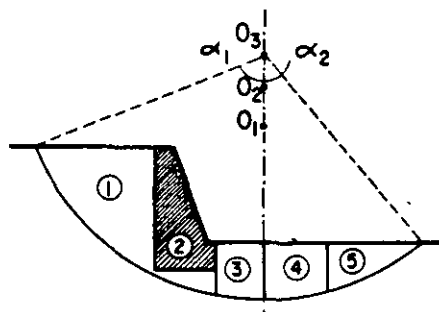


Figura VI-A.2.3. Tercer tanteo.

Los datos de cálculo para la tercera curva de deslizamiento se muestran en la tabla VI-A.2.3.

TABLA VI-A.2.3

Nº de la dovela	Área de la dovela $A_p$ m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_p$ ton	Brazo del momento $b_p$ m	$W_i b_i$ ton · m	$W_i \tan \phi_u R_3$ ton · m
1	34.4	68.8	9.9	682	256
2	25.6	51.2	5.0	256	191
3	11.4	22.8	1.5	34	85
4	14.8	29.6	2.0	-59	110
5	11.2	22.4	6.6	-148	84

TOTAL: 765 726

El valor del radio  $R_3 = 17.6$  m; la longitud del arco de deslizamiento es  $L_3 = 31.6$  m.

El coeficiente de seguridad para el tercer arco es:

$$F_s = \frac{726 + 31.6 \cdot 1 \cdot 17.6}{765} = 1.66$$

11. El valor del coeficiente de seguridad aumenta al aumentar la altura según la vertical; por consi-

guiente es necesario buscar los valores del coeficiente de seguridad con centro de giro abajo de los anteriores. Por lo tanto el centro  $O_4$  se colocará dos metros abajo del  $O_1$  según la misma vertical y de este modo se obtiene el cuarto arco de deslizamiento (Fig. VI-A.2.4).

De la misma manera que en el caso del primer arco de deslizamiento, se calculan todos los elementos necesarios para determinar el coeficiente de seguridad (tabla VI-A.2.4).

TABLA VI-A.2.4

Nº de la dovela	Área de la dovela $A_p$ m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_p$ ton	Brazo del momento $b_p$ m	$W_i b_i$ ton · m	$W_i \tan \phi_u R_4$ ton · m
1	20.8	41.6	8.7	362	109
2	26.4	52.8	5.0	264	138
3	13.2	26.4	1.5	40	67
4	16.8	33.6	2.0	-67	88
5	9.7	19.4	5.8	-113	51

TOTAL: 486 453

El valor del radio es  $R_4 = 12.4$  m; la longitud del arco de deslizamiento es  $L_4 = 26.1$  m.

El coeficiente de seguridad para el cuarto arco es:

$$F_s = \frac{453 + 26.1 \cdot 1 \cdot 12.4}{486} = 1.80$$

Por consiguiente la superficie de deslizamiento cilíndrica para el menor coeficiente de seguridad tiene lugar según el centro de giro  $O_1$ , siendo el coeficiente de seguridad  $F_s = 1.38$ .

12. Después que se ha encontrado la zona de valores mínimos del coeficiente de seguridad según una

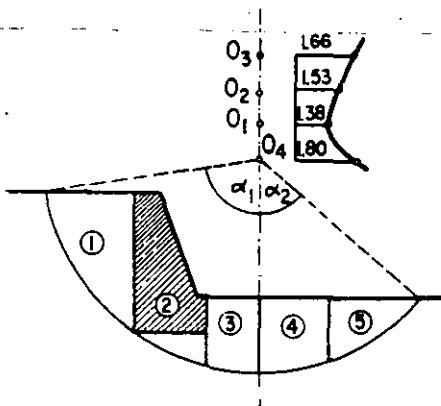


Figura VI-A.2.4. Cuarto tanteo.

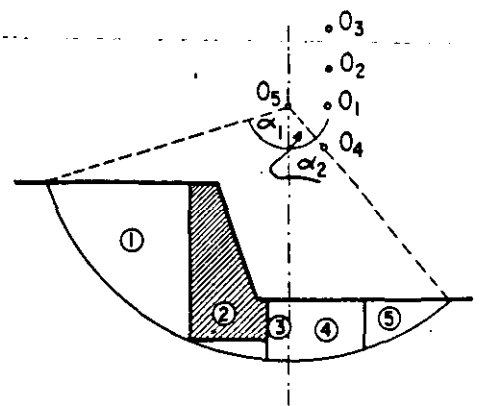


Figura VI-A.2.5. Quinto tanteo.



vertical, se investiga el cambio del coeficiente de seguridad en la dirección horizontal; para esto se buscan los arcos de deslizamiento cuyos centros de giro se ubiquen en una horizontal que pasa a través del punto  $O_1$ , que es el centro de giro que dio el mínimo valor del coeficiente de seguridad según la vertical.

Se probará el punto  $O_5$  a la izquierda del punto  $O_1$  (Fig. VI-A.2.5) y se calculará el coeficiente de seguridad según el quinto arco de deslizamiento, efectuando el cálculo de una manera análoga a los anteriores. Los datos se dan en la tabla VI-A.2.5.

TABLA VI-A.2.5

Nº de la dovela	Área de la dovela $A_p$ , m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_p$ , ton	Brazo del momento $b_p$ , m	$W_i b_i$ , ton · m	$W_i \tan \phi_u R_5$ , ton · m
1	29.6	59.2	7.5	444	165
2	23.4	46.8	3.0	140	131
3	3.0	6.0	0.5	3	17
4	10.4	21.6	2.0	-43	60
5	5.3	10.6	5.5	-58	30

TOTAL: 486 403

El valor del radio es  $R_5 = 13.1$  m; la longitud del arco de deslizamiento es  $L_5 = 23.8$  m.

El coeficiente de seguridad para el quinto arco de deslizamiento es:

$$F_s = \frac{403 + 23.8 \cdot 1 \cdot 13.1}{486} = 1.47$$

El  $F_s$  crece hacia la izquierda, por lo que se investigarán valores de la zona a la derecha del centro  $O_1$ .

Colóquese el punto  $O_6$  a la derecha de  $O_1$ , en dos metros (Fig. VI-A.2.6) y realicéense los mismos cálculos que se hicieron en los arcos de deslizamiento anteriores (tabla VI-A.2.6).

TABLA VI-A.2.6

Nº de la dovela	Área de la dovela $A_p$ , m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_p$ , ton	Brazo del momento $b_p$ , m	$W_i b_i$ , ton · m	$W_i \tan \phi_u R_6$ , ton · m
1	21.4	43.2	10.8	467	138
2	26.4	52.8	7.0	370	168
3	23.0	46.0	2.5	115	147
4	23.0	46.0	2.5	-115	147
5	13.0	26.0	8.1	-211	83

TOTAL: 626 683

El valor del radio es  $R_6 = 15.0$  m; la longitud del arco de deslizamiento es  $L_6 = 31.8$  m.

El coeficiente de seguridad para el sexto arco de deslizamiento es:

$$F_s = \frac{683 + 31.8 \cdot 1 \cdot 15.0}{626} = 1.85$$

De esta manera, también, en la dirección horizontal el coeficiente de seguridad mínimo es el obtenido para la primera superficie cilíndrica de deslizamiento y es igual a 1.38.

VI-A.3 ANALISIS CON ESFUERZOS TOTALES

Ahora se considera el caso de analizar la estabilidad de un terraplén homogéneo situado por arriba del nivel freático. Al efectuar una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje en el material que constituye el terraplén, se encontraron los siguientes parámetros de resistencia:

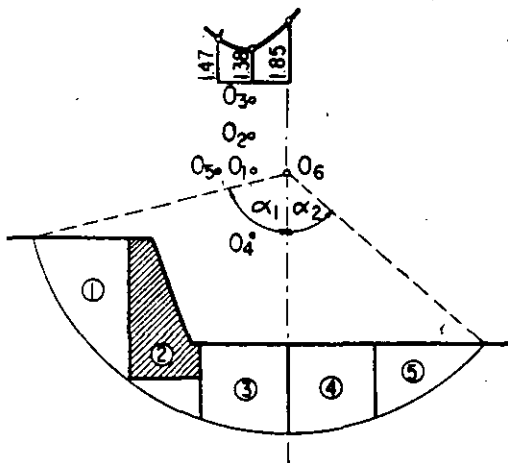


Figura VI-A.2.6. Sexto tanteo.

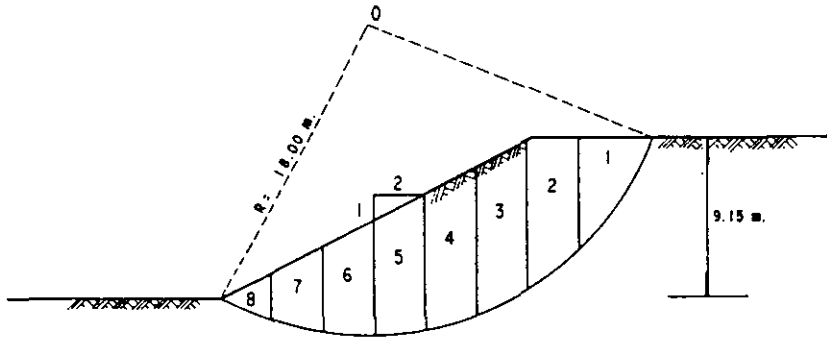


Figura VI-A.3. Geometría de la sección.

$\phi_u = 4^\circ$  y  $c_u = 4 \text{ ton/m}^2$  y tiene un peso volumétrico aproximado de  $1600 \text{ kg/m}^3$ . La geometría del talud por analizar se muestra en la Fig. VI-A.3.

En este caso, se aplica el criterio de esfuerzos totales y el método de cálculo propuesto por Fellenius

y se presenta aquí el análisis correspondiente al círculo de falla crítica, que en este caso corresponde a uno que pasa por el pie del talud.

La tabla VI-A.3 puede utilizarse con el objeto de mecanizar el procedimiento de cálculo.

TABLA VI-A.3

Dovela No	$W_i$ (ton)	$N_i$ (ton)	$T_i$ (ton)	$\sigma_i = \frac{N_i}{L_i}$	$s_i$ (ton/m <sup>2</sup> )	$s_i \cdot L_i$ (ton)
1	26.64	16.97	21.67	2.09	4.14	33.53
2	37.08	28.98	23.29	7.60	4.53	17.26
3	43.20	39.73	20.37	12.04	4.84	15.97
4	40.32	37.44	11.26	11.55	4.80	15.55
5	35.28	34.22	3.94	11.40	4.79	14.37
6	28.08	27.94	-1.58	9.31	4.65	13.95
7	18.72	18.22	-4.29	5.62	4.39	14.22
8	6.48	5.91	-2.39	1.82	4.13	13.38

$\Sigma = 70.27$

$\Sigma = 138.23$

Después de dividir en dovelas la masa de suelo considerada, de acuerdo con la supuesta superficie de falla, puede calcularse el volumen de suelo en cada dovela, si se considera una profundidad unitaria normal al plano analizado; este volumen será numéricamente igual al área. El peso de cada dovela puede calcularse y se anota en la columna ( $W_i$ ).

La reacción a  $W_i$  debe descomponerse en las direcciones normal y tangencial a la superficie de deslizamiento en cada una de las dovelas; estas dos componentes se anotan en las columnas ( $N_i$ ) y ( $T_i$ ) respectivamente.

La componente ( $N_i$ ) genera un esfuerzo normal a la superficie de deslizamiento que, según se dijo en este capítulo, puede tomarse con suficiente aproximación como:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{L_i}$$

Este esfuerzo se anota en la columna ( $\sigma_i$ ). Ahora se puede encontrar el esfuerzo resistente que tiene lugar en la superficie de deslizamiento que corresponde a cada dovela, de acuerdo con la ley de resistencia:

$$s_i = 4 + \sigma_i \tan 4^\circ \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

Este resultado se anota en la columna ( $s_i$ ).

La fuerza resistente puede calcularse en cada dovela como el producto  $s_i L_i$  (recuérdese que se considera una profundidad unitaria).

Finalmente el factor de seguridad se calcula:

$$F_s = \frac{\Sigma s_i L_i}{\Sigma T_i} = \frac{138.23}{72.27} = 1.91$$

El talud propuesto podría considerarse estable respecto al círculo considerado.

#### VI-A.4 ANALISIS CON FALLA CIRCULAR Y ESFUERZOS EFECTIVOS

Sea una sección de un camino en balcón como la que se muestra parcialmente en la Fig. VI-A.4.1. Dicha sección está sujeta a un flujo de agua desde la dera arriba. El material que se encontró después de haber realizado los trabajos de campo y de laboratorio fue una arcilla firme, la cual tiene un peso volumétrico saturado de  $2.0 \text{ ton/m}^3$  y una resistencia al esfuerzo cortante en prueba drenada cuyos parámetros son  $c = 0.5 \text{ ton/m}^2$  y  $\phi = 30^\circ$  y cuya gráfica se muestra en la Fig. VI-A.4.3. Efectúe el análisis de estabilidad del talud, suponiendo una super-

ficie de falla cilíndrica que pase por el pie del talud, con los siguientes criterios:

- a) Utilizando para el cálculo las presiones en exceso de la hidrostática.
- b) Utilizando las fuerzas de filtración.

Debido a que el talud está sujeto a un flujo establecido, se requiere elaborar la red de flujo tal como se muestra en la Fig. VI-A.4.1.

En seguida, trácese un círculo de falla que pase por el pie del talud.

- a) Análisis con presiones de agua

Divídase a la zona de falla en dovelas. Para este caso se tienen siete. Hágase un cuadro donde se concentren todos los cálculos como sigue:

TABLA VI-A.4.1

Dovela	$W_i$ ton/m	$N_i$ ton/m	$L_i$ m	$\frac{N_i}{L_i} = \sigma_i$ ton/m <sup>2</sup> /m	$u_i$ ton/m <sup>2</sup> /m	$\sigma_i - u_i = \bar{\sigma}_i$ ton/m <sup>2</sup> /m	$\bar{s}_i$ ton/m <sup>2</sup>	$\bar{s}_i L_i$ ton/m	$W_{Total}$ ton/m	$T_{Total}$ ton/m
1	10.92	7.0	4.2	1.67	1.5	0.17	0.6	2.52	12.55	10.0
2	33.80	26.30	4.5	5.85	3.6	2.25	1.75	7.88	37.2	24.0
3	36.0	31.80	3.5	9.10	4.3	4.80	3.22	10.61	34.8	17.0
4	32.1	30.20	3.1	9.75	4.5	5.25	3.50	10.85	30.5	10.0
5	25.9	25.20	3.1	8.36	4.1	4.26	2.91	11.95	25.3	4.8
6	13.1	13.00	2.3	5.65	3.0	2.65	2.0	4.60	13.45	1.0
7	9.0	8.9	3.6	2.48	1.5	0.98	1.05	3.78	9.9	-0.8
—	—	—	—	—	—	—	—	52.19	—	66.0

$$F_s = \frac{\sum_1^7 \bar{s}_i L_i R}{\sum_1^7 T_{Tot} \cdot R} = \frac{52.19}{66.0} = 0.79$$

donde:

$W_i$  = peso del material de la dovela, considerándolo totalmente saturado.

$N_i$  = componente normal de  $W_i$  obtenida gráficamente en la Fig. VI-A.4.1.

$L_i$  = longitud de la base de la dovela.

$\sigma_i$  = esfuerzo normal total.

$u_i$  = presión en exceso de la hidrostática, obtenida de la red de flujo.

$\bar{\sigma}_i$  = esfuerzo normal efectivo.

$\bar{s}_i$  = resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la gráfica de la Fig. VI-A.4.2.

$\bar{s}_i L_i$  = fuerza tangencial resistente.

$W_{Total}$  = peso del material saturado de la dovela arriba de la línea de saturación, más el peso sumergido de la dovela abajo de la línea de saturación, más la subpresión (que es el exceso de la presión hidrostática obtenida de la red de flujo para esa dovela multiplicada por la longitud de la dovela en su base) (suma algebraica).

$T_{Total}$  = fuerza tangencial actuante, componente de  $W_{Total}$  obtenida gráficamente de la Fig. VI-A.4.1.

$R$  = Radio del círculo de falla analizado. En este caso 20.6 m.

$F_s$  = Factor de seguridad.

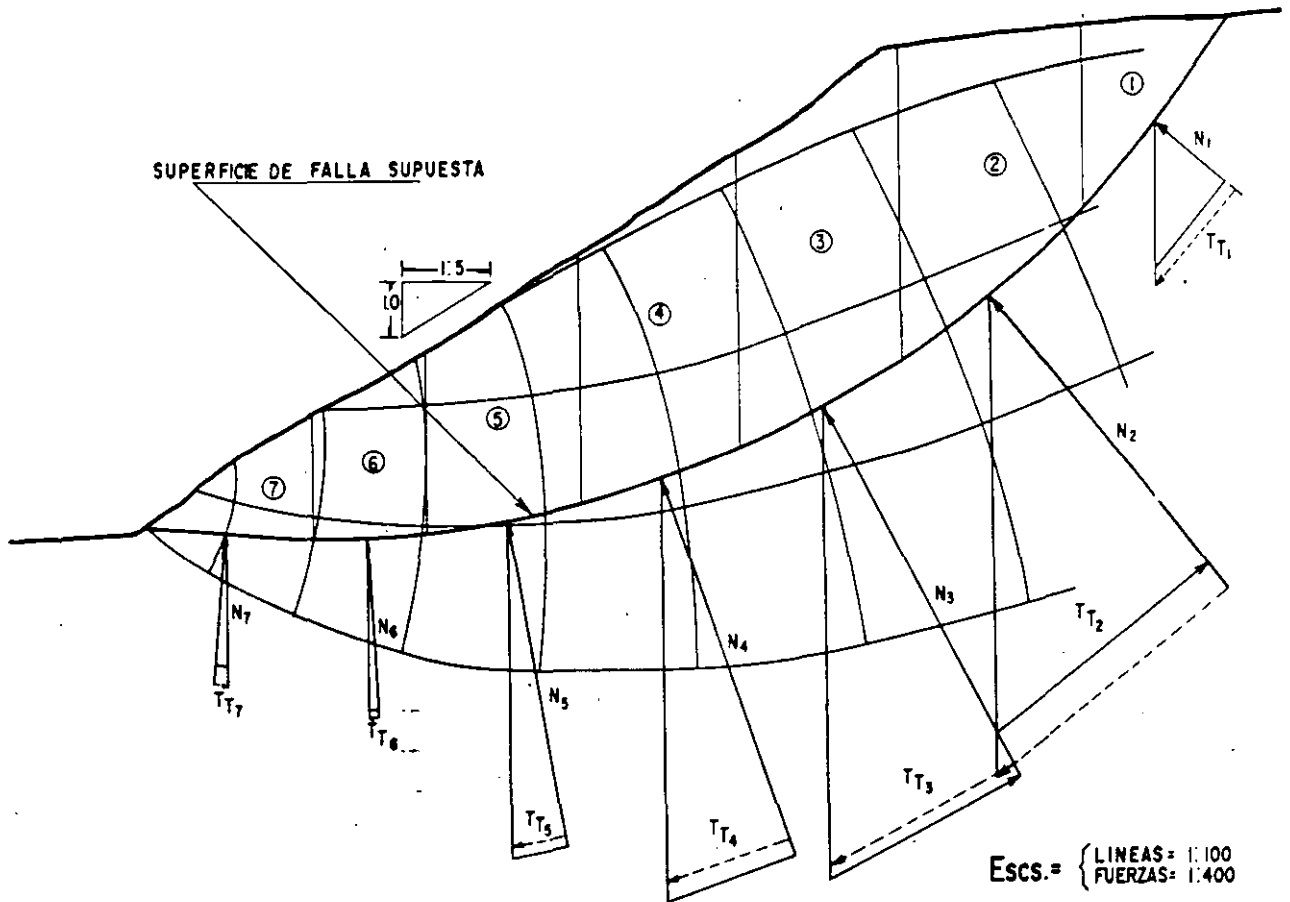


Figura VI-A-4.1. Perfil de la ladera, red de flujo con régimen establecido y análisis de estabilidad.

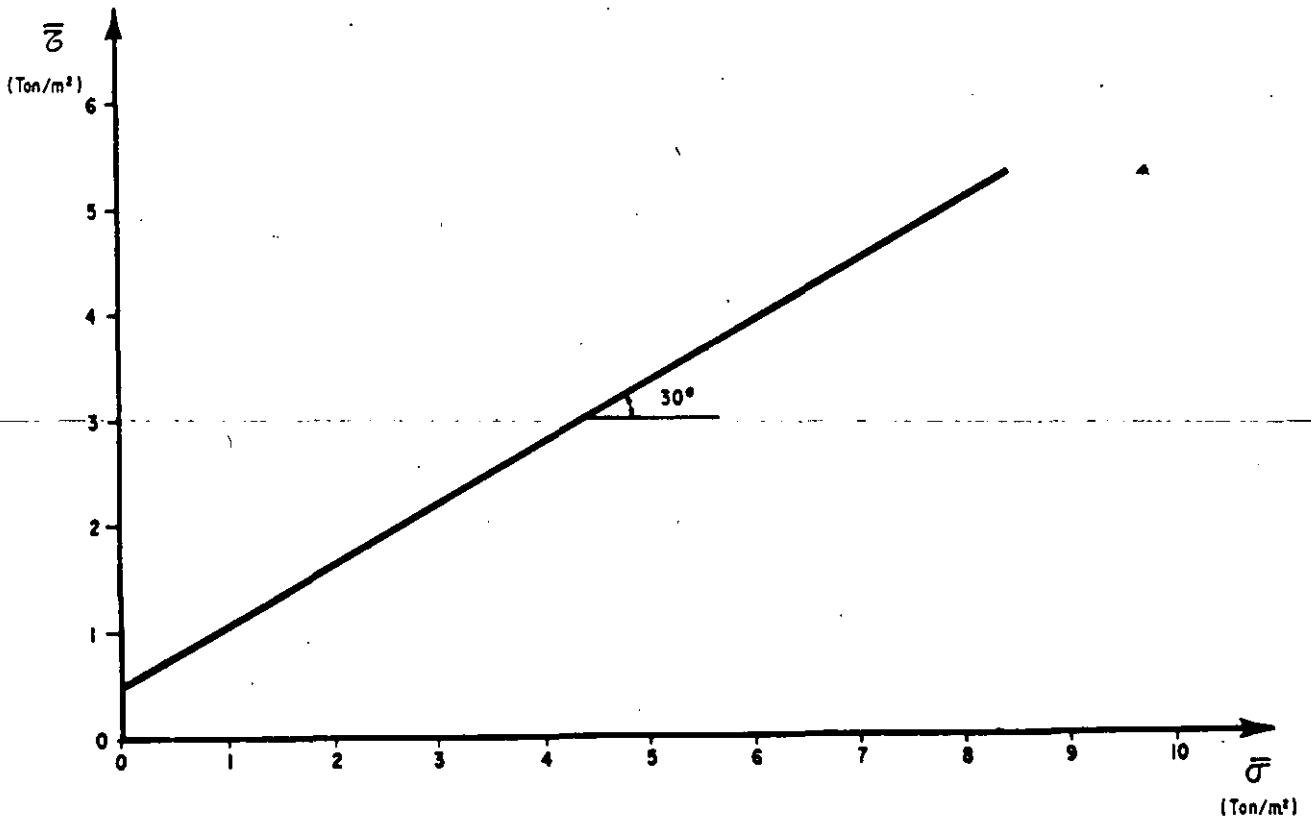


Figura VI-A-4.2. Ley de resistencias en términos de esfuerzo efectivo.

## b) Análisis con fuerzas de filtración.

La tabla siguiente resume los cálculos.

TABLA VI-A.4.2

Dovela	$W_i$	$T_i$	$N_i$	$L_i$	$N_i/L_i = \sigma_i$	$u_i$	$\sigma_i - u_i = \bar{\sigma}_i$	$\bar{s}_i$	$\bar{s}_i L_i$
1	10.92	3.60	7.00	4.2	1.665	1.5	0.17	0.6	2.52
2	33.8	21.0	26.30	4.5	5.84	3.6	2.25	1.75	7.88
3	36.0	17.0	31.80	3.5	9.1	4.5	4.8	3.22	10.61
4	32.1	10.5	30.2	3.1	9.75	4.5	5.25	3.50	10.89
5	25.9	5.0	25.2	3.1	8.36	4.1	4.26	2.91	11.95
6	13.1	1.0	13.0	2.3	9.69	3.0	2.65	2.00	4.60
7	9.0	-0.9	8.9	3.6	2.48	1.5	0.98	1.05	3.78
	—	42.2	—	—	—	—	—	—	52.19

$$F_s = \frac{\sum_1^7 \bar{s}_i L_i R}{\sum_1^7 T_i R + \sum_1^7 J.R.} = \frac{52.19 \times 20.6}{42.2 \times 20.6 + 507.7} = \frac{1075}{868 + 507.7} = \frac{1075}{1375.7} = 0.78$$

donde:

$W_i$  = peso del material de la dovela, considerándolo totalmente saturado.

$N_i$  = componente normal de  $W_i$ , obtenida gráficamente de la Fig. VI-A.4.1.

$L_i$  = longitud de la base de la dovela.

$\sigma_i$  = esfuerzo normal total.

$u_i$  = presión en exceso de la hidrostática, obtenida de la red de flujo.

$\bar{\sigma}_i$  = esfuerzo normal efectivo.

$\bar{s}_i$  = resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la gráfica de la Fig. VI-A.4.2.

$\bar{s}_i L_i$  = fuerza tangencial resultante.

Las fuerzas de filtración originan un incremento en el momento motor que tiende a hacer girar la masa deslizante alrededor del centro del círculo de falla.

El cálculo del incremento del momento motor se puede hacer de la siguiente manera. En cada cuadrado de la red de flujo, si  $L_i$  es el lado medio del cuadrado, la fuerza de filtración ( $J$ ) en el cuadrado considerado de la red de flujo es igual al peso específico del agua multiplicado por la caída de potencial  $\Delta h$  y por el lado medio  $L_i$  de dicho cuadrado, o sea

$$J = j \times L^2 = \gamma_w i L^2 = \gamma_w \frac{\Delta h}{L} L^2 = \gamma_w \Delta h L$$

La dirección será la de la línea de flujo que pase por el centroide del cuadrado, con lo que podrá definirse el brazo de palanca con respecto al centro del círculo y el producto de  $J$  por dicho brazo de palanca será el incremento del momento motor del cuadrado en cuestión. La suma de los momentos de todos los cuadrados dará el incremento total en el momento motor debido a las fuerzas de filtración.

Cálculo del momento de las fuerzas de filtración:

TABLA VI-A.4.3

Nº de Cuadro	$\Delta h$	$L$	$R$	$I = \Delta h \cdot L \cdot R$
I	0.9	2.0	17.25	31.00
II	1.2	2.4	17.25	49.60
III	1.1	2.4	17.25	45.50
IV	1.0	2.9	17.70	51.10
V	0.9	2.9	18.60	48.50
VI	0.7	2.6 × 0.5	19.00	17.30
VII	1.0	1.6	19.00	30.40
VIII	0.9	1.9	19.00	32.50
IX	0.9	2.2	19.00	37.50
X	1.2	2.6 × 0.8	19.30	48.10
XI	1.1	2.5 × 0.7	19.00	36.60
XII	1.0	3.1 × 0.5	19.70	30.50
XIII	0.9	3.0 × 0.3	20.20	16.30
XIV	0.5	1.2 × 0.6	20.10	7.20
XV	1.0	1.6 × 0.4	20.15	13.55
XVI	0.9	2.1 × 0.2	20.30	7.65
XVII	0.9	2.4 × 0.1	20.40	4.40
				507.70

en donde:

 $\Delta h$  = carga de presión en el punto considerado. $L$  = lado medio del cuadrado considerado. $R$  = brazo de palanca respecto al centro del círculo.

#### VI-A.5 ESTABILIDAD DE UNA LADERA NATURAL PARA UNA SUPERFICIE DE FALLA NO CIRCULAR, CON FLUJO. ANALISIS CON ESFUERZOS EFECTIVOS

En una ladera natural hay un flujo subterráneo, tal como se muestra en la Fig. VI-A.5. El suelo del talud es una arcilla ligeramente preconsolidada; pruebas consolidadas drenadas, efectuadas en especímenes inalterados de este material, arrojaron los siguientes resultados promedio:  $c = 0.5 \text{ ton/m}^2$ ;  $\phi = 32^\circ$ ;  $\gamma_{\text{sat}} = 2 \text{ ton/m}^3$ . Se pide calcular el factor de seguridad correspondiente a la superficie de falla indicada en la figura.

#### SOLUCION:

Este problema queda incluido dentro del análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares. Para resolverlo se empleará la fórmula 6-34 obtenida en la sección C (Ref. 3):

$$F_s = \frac{\Sigma [cb + (W_1 + W' + \Delta S - ub) \tan \phi] \frac{a}{M_i(\alpha)}}{\Sigma (W_1 + W') l - \Sigma \bullet \left[ W_1 + W' + \Delta S + (ub \tan \phi - cb) \frac{\tan \alpha}{F_s} \right] \frac{f}{M_i(\alpha)}} \quad (6-34)$$

El significado de las cantidades que intervienen en esta expresión se puede ver en la Fig. VI-37.

El cuerpo de la zona de falla se dividió en 6 dovelas y se utilizó el arreglo de la tabla VI-A.5 para aplicar la ecuación 6-34. Conviene aclarar que en la solución de este problema se desprecia el término  $\Delta S$ .

La manera de obtener las cantidades que aparecen en la tabla se muestra gráficamente en la figura para la dovéla 5. Los pesos  $W_1$  y  $W'$  se determinaron dividiendo las dovelas en formas geométricas sencillas para calcular su área (por ejemplo, trapecios o triángulos).

TABLA VI.A.5

col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	12	13	14	15	16	17	18	
	b	a	l	f	$\alpha$	$\tan \alpha$	c	$\tan \phi$	cb	ub	$W_1$	$W'$	$W_1 + W'$	(14) - ub	(15) $\tan \phi$	(9) + (16)	(17) a	
Dovela	(m)	(m)	(m)	(m)	(grados)		(ton/m <sup>2</sup> )		(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )
1	7	24.5	-14.8	-9.1	-14	-0.249			3.5	32.2	0	21.6	21.6	-10.6	-6.63	-3.13	-76.8	
2	9.4	17.9	-7.5	-12.9	11	0.194			4.7	74.2	0	73.0	73	-1.2	-0.75	3.95	70.7	
3	9.4	17.9	1.9	-3.1	11	0.194	0.5	0.625	4.7	83.6	0	100.1	100.1	16.5	10.3	15.0	268.5	
4	10	17.9	11.6	6.9	11	0.194			5	114.0	20.7	125	145.7	31.7	19.8	24.8	444	
5	9.2	17.9	21.3	17.0	11	0.194			4.6	109.4	33.6	110.3	143.9	34.5	21.6	26.2	469	
6	10	25.1	29.2	17.0	40	0.839			5	86.0	14.0	55	69	-17	-10.6	-5.6	-140.6	

col.	19	20	21	22
Dovela	(14) l	ub $\tan \phi$	(20) - cb	(21) $\tan \alpha$
	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)
1	-320	20.1	16.6	-4.14
2	-547	46.4	41.7	8.10
3	190.2	52.2	47.5	0.21
4	1690	71.3	66.3	12.9
5	3070	68.4	63.8	12.4
6	2020	53.7	48.7	40.9
$\Sigma =$	6103.2			

PRIMER TANTEO												
col.	19	20	21	22	23	24	25	26	27	10	28	29
Dovela	(14) l	ub $\tan \phi$	(20) - cb	(21) $\tan \alpha$	$F_{s_1}$	$\frac{(22)}{F_{s_1}}$	(14) + (24)	(25) · f	$M_i (\alpha)$	u	$\frac{(18)}{M_i (\alpha)}$	$\frac{(26)}{M_i (\alpha)}$
	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)		(ton/m)	(ton/m <sup>2</sup> )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )		(ton/m <sup>2</sup> )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )
1	-320	20.1	16.6	-4.14		-3.45	18.15	-165	0.84	4.6	-91.4	-196
2	-547	46.4	41.7	8.10		6.75	79.75	-1030	1.07	7.9	66.1	-963
3	190.2	52.2	47.5	0.21		7.67	107.77	-334	1.07	8.9	251.0	-312
4	1690	71.3	66.3	12.9	1.2	10.74	156.44	1080	1.07	11.4	415	-1010
5	3070	68.4	63.8	12.4		10.32	154.22	2620	1.07	11.9	438	2450
6	2020	53.7	48.7	40.9		34.1	103.1	1753	1.09	8.6	-129	1610
$\Sigma =$	6103.2									$\Sigma =$	949.7	1579

SEGUNDO TANTEO

23	24	25	26	27	28	29
$F_{s_1}$	$\frac{(22)}{F_{s_1}}$	(14) + (24)	(25) · f	$M_i (\alpha)$	$\frac{(18)}{M_i (\alpha)}$	$\frac{(26)}{M_i (\alpha)}$
	(ton/m)	(ton/m)	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )		( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )
	-5.91	15.7	-143	0.77	-99.5	-186
	11.5	84.5	-1090	1.15	61.5	-948
0.7	13.1	113.2	-351	1.15	234	-305
	18.4	164.1	1130	1.15	386	983
	17.7	161.6	2750	1.15	408	2390
	58.4	127.4	2170	1.34	-105	1620
$\Sigma =$					1293	3554

$$F_{s_2} = \frac{\Sigma(28)}{\Sigma(19) - \Sigma(29)}$$

Primer tanteo:

$$F_{s_1} = 1.2;$$

$$F_{s_2} = \frac{949.7}{6103.2 - 1579} = 0.20$$

Segundo tanteo:

$$F_{s_1} = 0.7;$$

$$F_{s_2} = \frac{1293}{6103.2 - 3554} = 0.51$$

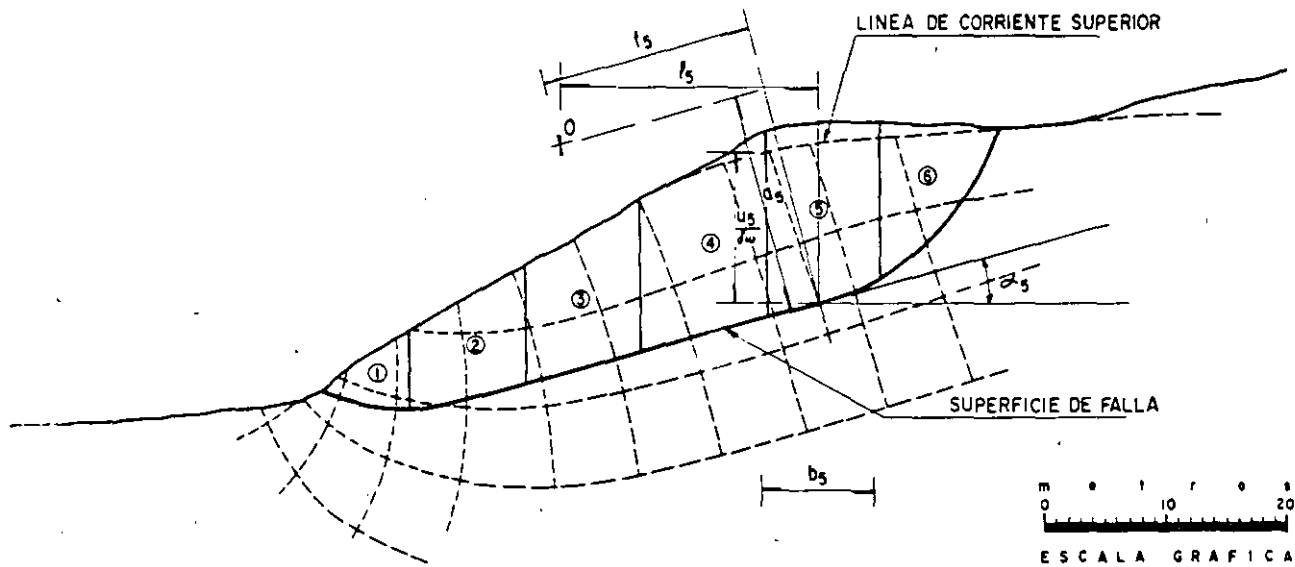


Figura VI-A-5. Análisis de estabilidad.

TABLA VI-A.6.1

Profundidad (m)	Resistencia al corte (ton/m <sup>2</sup> )	LL (%)	LP (%)	IP
2	2.74	225	130	95
4	2.25	242	129	113
6	1.80	251	146	105
8	1.92	248	138	110
10	2.05	301	190	111
12	2.12	272	147	125
14	1.87	290	179	111
16	1.93	248	126	122
18	1.95	253	146	107
20	2.11	274	168	106

Los valores de  $f$  y  $l$  en la tabla son positivos cuando quedan a la derecha del punto 0 de la figura, en el caso de este análisis de estabilidad. Para calcular  $M_i(\alpha)$  se utilizó la figura VI-35 del texto.

En vista de que para hallar el  $F_s$  en la fórmula 6-34 se tiene que proceder por tanteos, se llevaron a cabo 2 de ellos en la tabla. En el primero se supuso un  $F_{s_1} = 1.2$  y se obtuvo un  $F_{s_2} = 0.2$ . En el segundo tanteo se utilizó un  $F_{s_1} = 0.7$  y se halló un  $F_{s_2} = 0.5$ . Es muy probable que en un tercer intento se obtuviera un  $F_s = 0.6$ ; es decir, el talud es inestable en las condiciones dadas.

**VI-A.6 TERRAPLEN SOBRE SUELO BLANDO**

Se desea construir un terraplén con la sección que se muestra en la Fig. VI-A.6. El terraplén se apoyará sobre un suelo blando, cuyas características de resistencia se determinaron utilizando veleta; dichas características aparecen en la tabla VI-A.6.1; los límites de Atterberg también aparecen en la misma tabla. El terraplén tendrá una altura de 3 m, un ángulo del talud  $\beta = 18^\circ 24'$  (3:1) y estará constituido por un material arcilloso debidamente compactado, con  $\gamma_m = 1.67 \text{ ton/m}^3$  y  $c = 4 \text{ ton/m}^2$ .

El  $\gamma_{sat}$  del terreno natural es de  $1.2 \text{ ton/m}^3$ .

Considerando como valor promedio de la resistencia al esfuerzo cortante  $2 \text{ ton/m}^2$ , de acuerdo con los valores del  $I_p$  (Ip med = 110), la resistencia obtenida en prueba de veleta deberá modificarse por un factor de corrección de 0.61 (Fig. VI-42).

Para el cálculo de la estabilidad del terraplén, se considerará a éste agrietado, por lo que no existirá resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento en el cuerpo del terraplén.

A continuación se presenta el procedimiento de cálculo empleado para calcular el  $F_s$  del círculo de falla

1 (Fig. VI-A.6). El momento motor estará dado por el peso del área que tiende a producir el deslizamiento multiplicado por su distancia a un eje normal que pase por el centro del círculo de falla considerado.

El momento de las fuerzas que se oponen al deslizamiento o momento resistente estará dado por la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta, multiplicada por su distancia al centro del círculo supuesto.

Para facilitar el cálculo del momento motor se considerará el terraplén dividido en dovelas, como se indica en la Fig. VI-A.6. El terreno natural se encuentra en equilibrio. El momento debido al peso del terraplén en la dovela 1 se omite por estar agrietado el terraplén.

En la tabla VI-A.6.2 se resume el cálculo del momento motor.

Para calcular el momento resistente, la resistencia al esfuerzo cortante "s" será la determinada con la veleta, y modificada por el factor de corrección 0.61 (Fig. VI-42), de modo que



TABLA VI-A.6.2

Dovela	W (ton)	x (m)	H · x
2	13.5	7.25	97.9
3	7.25	2.5	19.3
4	4.16	-1.33	-5.6

$$M_m = \Sigma W \cdot x = 111.6 \left( \frac{t - m}{n} \right)$$

$$M_{R_2} = s.L.r. = 0.61 \times 2.00 \times 22.66 \times 11.2 = 309.3$$

$$\left( \frac{t - m}{m} \right)$$

en donde L = longitud de la superficie de deslizamiento supuesta donde se desarrolla la resistencia al esfuerzo cortante (s).

r = distancia al centro del círculo supuesto = radio del círculo.

El F<sub>s</sub> correspondiente estará dado por

$$F_s = \frac{M_R}{M_m}$$

para el caso del círculo 1 de falla supuesto el F<sub>s</sub>, es igual a 2.76.

Realizando el análisis en forma similar para los círculos 2 y 3 se obtuvieron los siguientes factores de seguridad: F<sub>s2</sub> = 1.38; F<sub>s3</sub> = 1.46.

VI-A.7 METODO DE LA CUÑA

Determinar, por el método de la cuña, el factor de seguridad con que se encuentra un terraplén de 10 m de altura y talud de 1.5:1, desplantado sobre un manto de roca resistente (Fig. VI-A.7.1) y construido con una arena arcillosa, cuyos parámetros de resistencia determinados en prueba lenta son: φ = 27°, c = 0.6 ton/m<sup>2</sup>; el material se había colocado compactándolo hasta alcanzar un peso volumétrico γ<sub>m</sub> = 1 800 kg/m<sup>3</sup>.

DATOS

h = 10 m

Talud 1.5:1

γ<sub>m</sub> = 1 800 kg/m<sup>3</sup>

φ = 27°

c = 0.6 ton/m<sup>2</sup>

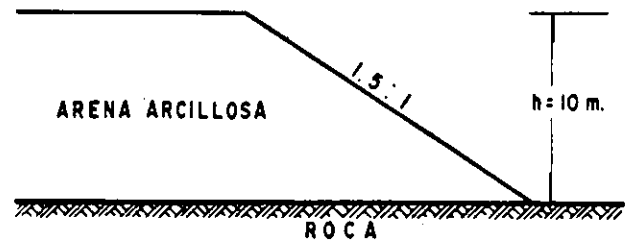


Figura VI-A-7.1. Planteamiento del problema.

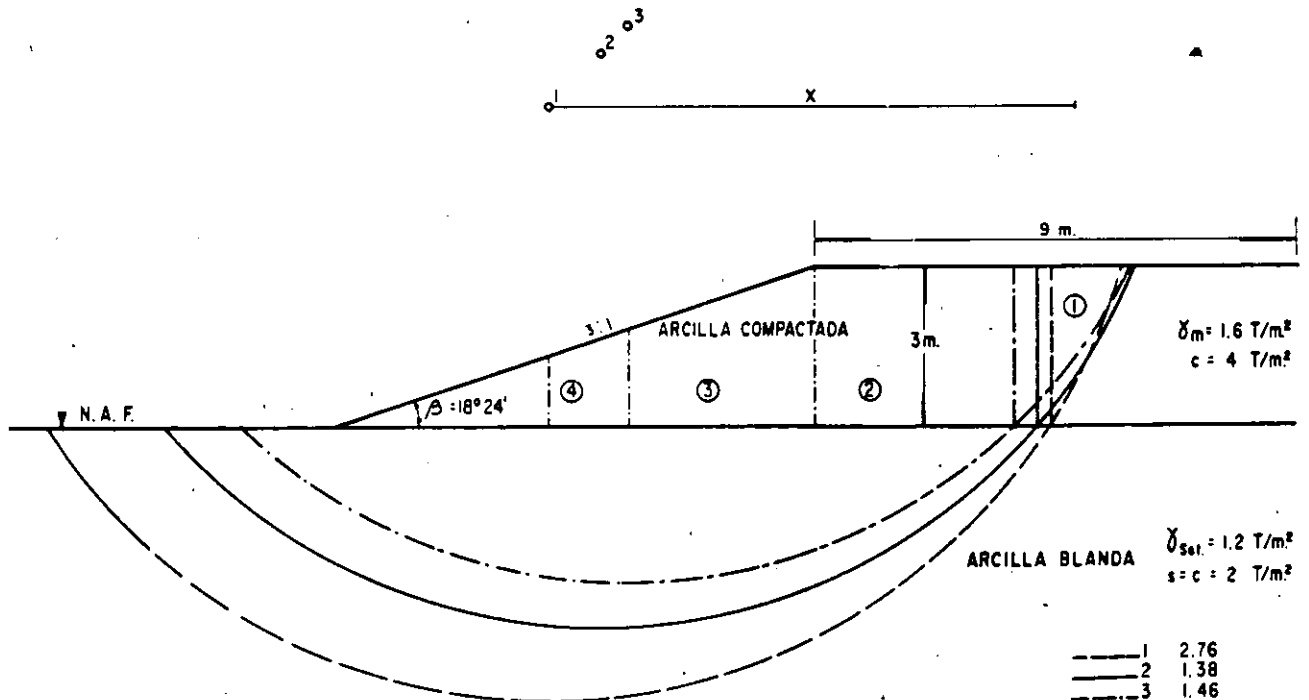


Figura VI-A-6. Geometría de la sección y análisis de estabilidad.

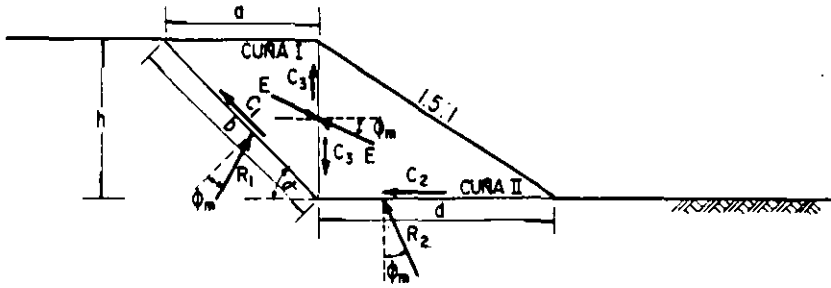


Figura VI-A-7.2. Análisis de estabilidad.

**SOLUCION:**

Se acepta la hipótesis de que la inclinación del empuje \$E\$ entre cuñas es igual a:

$$\phi_m = \tan^{-1} \frac{\tan \phi}{F_s}$$

Se procede por tanteos, dividiendo el terraplén en las dos cuñas que se muestran en la Fig. VI-A.7.2 y haciendo variar el ángulo \$\alpha\$ hasta determinar el \$F\_s\$ mínimo que permite que se cierre el polígono dinámico.

Con las fuerzas que intervienen en el equilibrio de las dos cuñas, para un cierto valor de \$\alpha\$ y supuesto un \$F\_s\$, se forma el polígono dinámico de la Fig. VI-A.7.3.

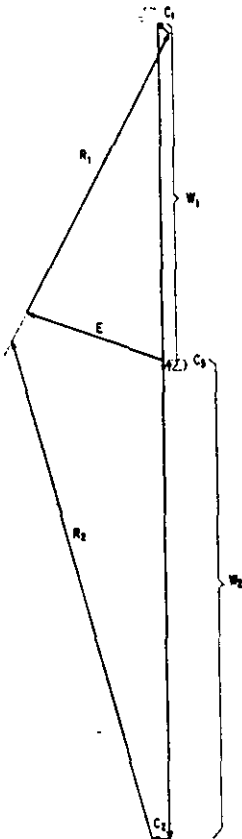


Figura VI-A-7.3. Polígono dinámico.

Para \$\alpha = 42^\circ 30'\$ y \$F\_s = 1.9\$

$$\phi_m = \tan^{-1} \frac{\tan 27^\circ}{1.9} = 15^\circ$$

$$C_m = \frac{c}{F_s} = \frac{0.6}{1.9} = 0.315$$

$$C_1 = b \times C_m = 14.8 \times 0.315 = 4.66 \text{ ton/m}$$

$$C_2 = d \times C_m = 15.0 \times 0.315 = 4.74 \text{ ton/m}$$

$$C_3 = h \times C_m = 10.0 \times 0.315 = 3.15 \text{ ton/m}$$

$$W_I = \frac{h \times a}{2} \gamma_m = \frac{10 \times 10.9}{2} 1800 = 98 \text{ ton/m}$$

$$W_{II} = \frac{h \times d}{2} \gamma_m = \frac{10 \times 15}{2} 1800 = 135 \text{ ton/m}$$

Aproximando, el valor del factor de seguridad para que el polígono dinámico se cierre es de \$F\_s = 1.95\$.

Efectuando tanteos similares para diferentes valores de \$\alpha\$ se obtiene:

TABLA VI-A.7

	\$F_s\$
\$40^\circ\$	2.1
\$42^\circ 30'\$	1.95
\$45^\circ\$	2.0
\$50^\circ\$	2.2

de donde se deduce que el factor de seguridad con el que está trabajando el terraplén y para la geometría de cuñas elegida es de \$F\_s = 1.95\$.

Si se hace variar también la geometría de la cuña II, se encontrarán valores diferentes para \$F\_s\$. Se le sugiere al lector que calcule dichos valores, siendo la solución del problema el mínimo \$F\_s\$ que pueda encontrarse.

**VI-A.8 FALLA TRASLACIONAL**

Se desea analizar la estabilidad del talud indicado en la figura. El estrato superior se compone de una arcilla rígida con grietas en planos verticales, en la que existe desprendimiento de bloques. Las características de los materiales se indican en la misma figura. En la zona donde está ubicado el talud hay abundantes lluvias durante el otoño.

Se analizará una falla traslacional.

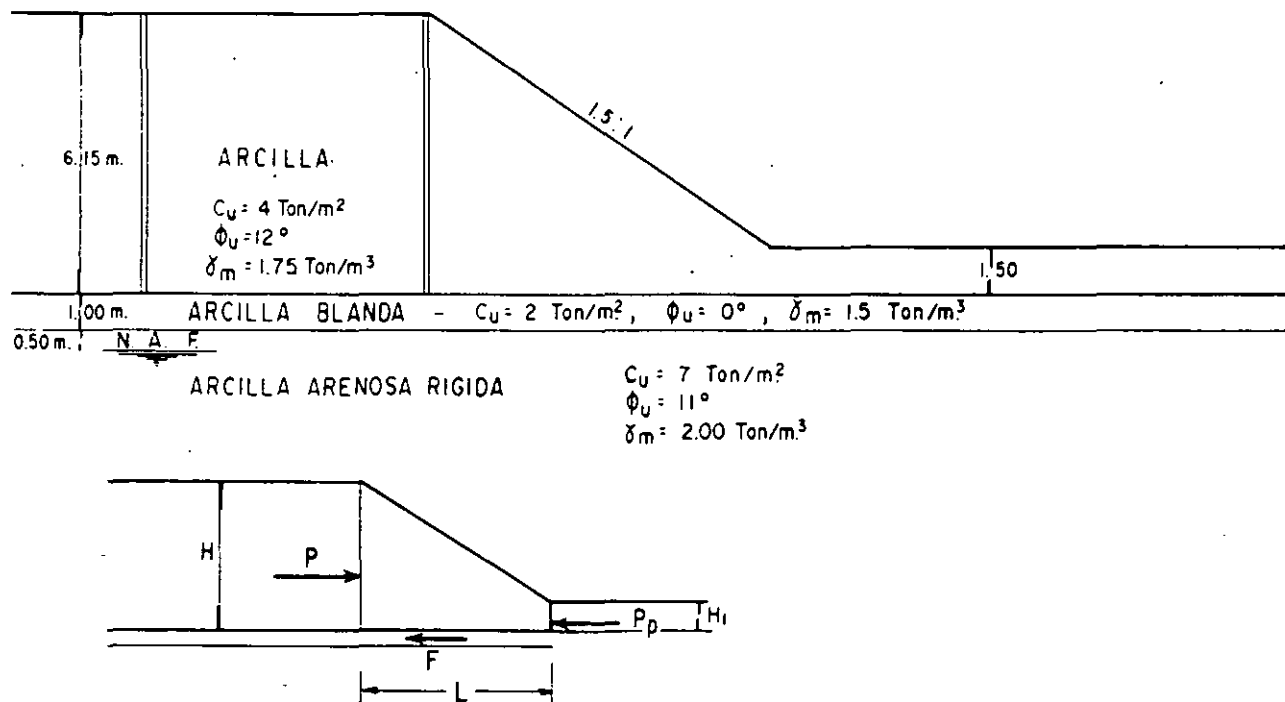


Figura VI-A-8. Planteamiento del problema y análisis de estabilidad.

Debido a que las grietas están abiertas, la presión activa será nula. Sin embargo, el agua que se infiltra en las grietas podrá producir un empuje igual a:

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 = \frac{1}{2} \times 1.00 \times 6.5^2 = 21.10 \text{ ton/m}$$

La fuerza  $F$  valdrá:  $F = cL = 2 \times 7.5 = 15 \text{ ton/m}$

El empuje pasivo será:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_w H_1^2 K_p + 2 C H_1 \sqrt{K_p} \therefore K_p = 1.52$$

$$P_p = 3.00 + 14.80 = 17.80 \text{ ton/m}$$

El factor de seguridad es:  $F_s = \frac{P_p + F}{P}$

$$F_s = \frac{17.80 + 15}{21.10} = 1.55. \text{ El talud es estable.}$$

## REFERENCIAS

- Da Costa Nunes, A. J. Factores Geomorfológicos e Climáticos na Estabilidade de Taludes de Estradas. *Revista Latinoamericana de Geotecnia*. Vol. I, Nº 3. Caracas. Octubre-Diciembre, 1971.
- Terzaghi, K. *Mechanism of Landslides*. Parte III. From Theory to Practice in Soil Mechanics (selecciones de los escritos de K. Terzaghi, preparado por L. Bjerrum, A. Casagrande, R. B. Peck y A. W. Skempton). John Wiley and Sons, Inc., 1960.
- Terzaghi, K., y Peck, R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. (2ª Edición.) John Wiley and Sons, Inc., 1967.
- Griggs, D. T. Deformations of Rocks under High Confining pressures. *Journal of Geology*. Vol. 44, 1936.
- Bishop, A. W. The Strength of soils as Engineering Materials. *Geotechnique*. Vol. 16, Nº 2, 1966.
- Goldstein, M., y Ter Stepanian, G. The Long Term Strength of Clays and Depth Creep of Slopes. *Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. Londres, 1957.
- Rico A., Springall, G., y Springall, J. Deslizamientos en la Autopista Tijuana-Ensenada. Contribución de la Secretaría de Obras Públicas al VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. *Publicación de la SOP*, México, 1969.
- Highway Research Board. Landslides and Engineering Practice. Committee on Landslide Investigation. Ed. por E. B. Eckel. *Reporte Especial Nº 29*. Washington, D. C. 1958.
- Skempton, A. W., y Hutchinson, J. Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations. Reporte sobre el Estado del Arte. Sesión 5. *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. México, 1969.
- Sharpe, C. F. S. Landslides and related Phenomena: A Study of Mass-movements of Soil and Rock. *Columbia University Press*. Nueva York, 1938.
- Koppejan, A. W., Van Wamelon, B. M., y Weinberg, L. J. H. Coastal flow slides in the dutch Province of Zeeland. *II Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. 5. Rotterdam, 1948.
- Hutchinson, J. N. The Stability of Cliffs Composed of Soft Rocks, With Particular Reference to the Coasts of South East England. Ph. D. Dissertation. *Cambridge University*, 1965. (Citado en la Ref. 9.)

13. Hutchinson, I. N. The Free Fragmentation of London Clay Cliffs. *Proc. Geotechnical Conference*. Vol. I. Oslo, 1967.
14. Hutchinson, I. N., y Hughes, M. I. The Application of Micropaleontology to the Location of a Deep Seated Slip Surface in the London Clay. *Geotechnique*, Vol. 18, 1968.
15. Eide, O., y Bierrum, L. The Slide at Bekkelaget. *Proc. European Conference on Stability of Earth Slopes*. Estocolmo, 1954.
16. Henkel D. J., v Skempton, A. W. A Landslide at Jackfield, Shropshire, in a Over-consolidated clay. *Proc. European Conference on Stability of Earth Slopes*. Vol. I. Estocolmo, 1954.
17. Bazett, D. J., Adams, J. L., y Matyas, E. L. An investigation of a Slide in a test trench excavated in Fissured Sensitive Clay. *Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. I. París, 1961.
18. Skempton, A. W., v La Rochelle, P. The Bradwell Slip. A short Term Failure in London Clay. *Geotechnique*. Vol. 15, 1965.
19. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. *Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. Capítulo XI. Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., México, 1967.
20. Sherard, J. L., Woodward, R. J., Gizenki, S. F., y Clavenger, W. A. Earth and Earth-Rock Dams. John Wiley and Sons, Inc., 1963.
21. Rico, A., y Orozco, R. V. Formación de grietas longitudinales en Caminos. *XI Congreso Panamericano de Carreteras*. Quito, 1971.
22. Sherard, J. L. Influence of Soil Properties and Construction Methods on Performance of Homogeneous Earth Dams. U. S. Bureau of Reclamation Technical Memorandum Nº 645. Denver, EE.UU., 1953.
23. Narain, J. Flexibility of Compacted Clays. Tesis Doctoral. *Universidad de Purdue*, 1962.
24. Meyerhof, G. G. The Mechanism of Flow Slides in Cohesive Soil. *Geotechnique*. Vol. 5, 1957.
25. Holmsen, P. Landslips in Norwegian Quick Clays. *Geotechnique*. Vol. 3, 1953.
26. Deere, D. U., y Patton, F. D. Estabilidad de taludes en Suelos Residuales. (Trad.: Alberto S. Nieto-Pescetto.) Escritos sobre el Estado del Arte. *IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. I. San Juan, Puerto Rico, 1971.
27. Vargas, M. Some Engineering Properties of Residual Clay Soils occurring in Southern Brazil. *Memoria del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. I. Zurich, 1953.
28. Ruxton, B. P., y Berry, L. Weathering of Granite and Associated Erosional Features in Hong Kong. *Bol. de la American Geological Society*. Vol. 68, 1957.
29. Jennings, J. E. Building on Dolomites in the Transvaal. *Trans. South African Inst. of Civil Engineers*. Vol. 8, Nº 2, 1966.
30. Skempton, A. W., y DeLory, F. A. Stability of Natural Slopes in London Clay. *Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. Londres, 1957.
31. Skempton, A. W. Long Term Stability of Clay Slopes. *Geotechnique*. Vol. 14, Nº 2, 1964.
32. Henkel, D. J. Local Geology and the Stability of Slopes. *A.S.C.E. Jour. Soil Mechanics* Vol. 93, S.M.4. 1967.
33. Deere, D. U., y Patton, F. D. Effect of Pore Pressures on the Stability of Slopes. *GSA-ASCE Symposium*. Nueva Orleans, 1967.
34. De Fries, C. K., y Stolk, E. P. High Fills on Residual Soils. *IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. San Juan, Puerto Rico, 1971.
35. Neto, N. A. F. Discusión sobre suelos metamórficos y residuales. *Memorias del III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. Caracas, 1967.
36. Sowers, G. F. Discusión. *Memorias del III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. III. Caracas, 1967.
37. Li, C. Y., v Mejía, O. Building Earth Dams in a Region of Residual Soil in Colombia. *Memorias del III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. Caracas, 1967.
38. Evdokimov, P. D., v Chiriaev, R. A. Quelques lois de la resistance au cisaillement des ouvrages de retenue en beton sur fondations rocheuses. *Memoria del I Congreso Internacional de Mecánica de Rocas*. Vol. II. Lisboa, 1966.
39. St. John, B. J., Sowers, G. F., y Weaver, Ch. E. Slides in Residual Soils and their Engineering Significance. *Memorias del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. México, 1969.
40. Sowers, G. F. Engineering Properties of Residual Soils Derived from Igneous and Metamorphic Rocks. *Memorias del II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. I. Brasil, 1963.
41. Wilson, S. D., y Marano, D. Performance of Muddy River Embankment. *ASCE, Jour. Soil Mech.* Vol. 94, SM-4-1968.
42. Rocha, M. Mechanical Behavior of Rock Foundations in Concrete Dams. *Memoria del VIII Congreso de Grandes Presas*. Vol. I. Edimburgo, 1964.
43. Chandler, R. J. The Effect of Weathering on the Shear Strength Properties of Keuper Marl. *Geotechnique*. Vol. 19, Nº 3, 1969.
44. Kanji, M. A. Shear Strength of Soil-Rock Interfaces. Tesis de Maestría. *Departamento de Geología*. Universidad de Illinois. Urbana, 1970.
45. Kenney, T. C. The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils. *Memoria de la Conferencia Geotécnica de Oslo*. Instituto Geotécnico Noruego. Oslo, 1967.
46. Peck, R. B. *Stability of Natural Slopes*. A.S.C.E. Special Meeting on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, California, 1966.
47. Bjerrum, L. Mechanism of Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay-Shales. *III Conferencia Terzaghi, presentada antes de la Reunión ASCE en Miami*, 1966. (También: *ASCE Jour. Soil Mech.* Vol. 93, SM-5, 1967.)
48. Patton, F. D. Multiple Modes of Shear Failure in Rock and Related Materials. Ph. D. Thesis. *University of Illinois*. Urbana, Ill., 1966.
49. Lowe III, J. *Stability Analysis of Embankments*. Stability and Performance of Slopes and Embankments. ASCE Specialty Meeting. Berkeley, California, 1966.
50. Bishop, A. W., y Bjerrum, L. The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems.

- Proc. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*. Boulder, Colorado, 1960.
50. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Vol. III. Flujo de Agua en suelos. Capítulo III. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1969.
  51. Fellenius, W. Calculation of the Stability of Earth Dams. *Memorias del II Congreso sobre Grandes Presas*. Vol. IV. Washington, 1936.
  52. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo V. *Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.* 1967.
  53. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. Artículo 62. John Wiley and Sons, Inc. 1956.
  54. Lambe, T. W., y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*. (Trad.: J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez.) Cap. 31. Editorial Limusa-Wiley, S. A. 1972.
  55. Taylor, D. W. Stability of Earth Slopes. *Contributions to Soil Mechanics*, Boston Society of Civil Engineers. 1925-1940.
  56. Taylor, D. W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. Capítulo 16. John Wiley and Sons, Inc. 1956.
  57. Janbú, N. Stability Analysis of Slopes With Dimensionless Parameters. *Harvard Soil Mechanics Series* No 46. Universidad de Harvard, 1954.
  58. Whitman, R. V., y Bailey, W. A. *Use of Computers for Slope Stability Analysis*. Proc. ASCE, Vol. 93, SM-4. 1967.
  59. Bishop, A. W. The use of the slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*. No 5. 1955.
  60. Janbú, N. Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. *Proc. European Conference on Stability of Earth Slopes*. Suecia, 1954.
  61. Lambe, T. W., y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (trad.: J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 24. Editorial Limusa-Wiley, S. A., 1972.
  62. Arnold, M. *Slope Stability Analysis by a New Graphical Method*. Journal ASCE. SM-5. 1961.
  63. Martins, J. B., Maranha das Neves, E., y Guedes de Melo, F. A Flexible program for Automatic Analysis of Stability of Slopes. Memoria No 385. *Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil*. Lisboa, 1971.
  64. Carter, R. K., Lovell Jr., C. W., y Harr, M. E. *Computer Oriented Stability Analysis of Reservoir Slopes*. Tech. Rep. No 17. Universidad de Purdue, 1971.
  65. Lowe III, J., y Karafiah, L. Stability of Earth Dams upon Drawdown. *Memoria del I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. México, 1960.
  66. Nonveiller, E. The Stability Analysis of Slopes with a Slip Surfaces of General Shape. *Memoria del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Montreal, 1965.
  67. Morgenstern, N. R., y Price, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique*. Vol. 15. 1965.
  68. Escario, V. Estabilidad de presas de tierra y escollera. Monografía No 1. *Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*. Madrid, 1966.
  69. Bjerrum, L. Embankments on Soft Ground. State of Art Paper. *Proc. of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. II. Purdue University. Lafayette, 1972.
  70. Casagrande, A. An Unsolved Problem of Embankment Stability on Soft Ground. *Memoria del I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Vol. II. México, D. F., 1960.
  71. Dreyfus, G. Etude des remblais sur sols compressibles. *Recommandations des laboratoires des Ponts et Chaussées*. Ed Dunod. Paris, 1971.
  72. Pilot, G. Study of Five Embankment Failures on Soft Soils. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette. 1972.
  73. Dascal, O., Tournier, J. P., Tavenas, F., y la Rochelle, P. Failure of a Test Embankment on Sensitive Clay. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette. 1972.
  74. Wilkes, P. F. An Induced Failure at a Trial Embankment at King's Lynn, Norfolk, England. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette. 1972.
  75. Laud, Ch. C. Test Embankment on Sensitive Clay. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette. 1972.
  76. Eide, O. y Holmerg, S. Test Fills to Failure on The Soft Bangkok Clay. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette. 1972.
  77. Rico, A., Moreno G. y Garcia, G. Test Embankments on Texcoco Lake. *Memorias del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. México, 1969.
  78. Holiz, R. D., y Lindsog, G. Soil Movements below a Test Embankment. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette. 1972.
  79. Slope Stability and Foundation Investigation. Preparado por personal del Departamento de Investigaciones y Materiales de la División de Carreteras de California. *Instituto del Transporte e Ingeniería de Tránsito*. Universidad de California en Berkeley, 1967.
  80. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Vol. II. Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo I. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1967.
  81. Saito, M., y Uezawa, H. Failure of Soil due to Creep. *Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. I. Paris, 1961.
  82. Saito, M. Forecasting the time of Occurrence of a Slope Failure. *Memorias del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. Montreal, 1965.
  83. Resendiz, D., y Romo, M. Analysis of Embankment Deformations. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette. 1972.
  84. Záruba, Q., y Mencl, V. *Landslides and their Control*. Academia Checoslovaca de Ciencias. Elsevier Ed. Praga y Amsterdam, 1969.
  85. Beles, A. A. Le Traitement thermique des Sols. *Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. III. Londres, 1957.
  86. Ayres, D. J. The Treatment of unstable Slopes and Railway track formation. *Journal Soc. of Engineering*. No 52. 1961.

87. Juárez Badillo, E., y Rico, A. Estabilización de un deslizamiento de tierras en el Camino Toluca-Ixtapan de la Sal. *Revista Construcción*. Agosto-Septiembre, 1962.
88. Habib, P. Anchorages, Specially in soft ground. Sesión Especial Nº 15. *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. México, 1969. También existe una publicación sobre la Sesión hecha por el Laboratorio de Mecánica de Sólidos de la Escuela Politécnica de París, Francia.
89. Aguirre, L. M., Sánchez, D., y Zárate, M. Performance Studies of the Mexico City International Airport. *II International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*. Universidad de Michigan, Ann Arbor, Mich., 1967.
90. Marsal, R. J., y Mazari, M. El Subsuelo de la Ciudad de México. *Publicación del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.* México, 1959.

# APENDICE

## PLANTEAMIENTO TEORICO DEL PROBLEMA DEL FLUJO DE AGUA EN SUELOS. REDES DE FLUJO

### A-1 INTRODUCCION

En este Apéndice se pretende proporcionar las ideas básicas para comprender el planteamiento teórico que en el momento presente puede darse a los problemas de filtración de agua en el subsuelo y de valuación de sus consecuencias. También se presentará en forma breve el método que más se utiliza en la práctica para manejar las conclusiones a que permite llegar la teoría. La fuente bibliográfica que se ha seguido fielmente es la Ref. 1.

Naturalmente, los problemas relacionados con el flujo de agua que se infiltra a través de los suelos tienen extraordinaria importancia dentro de la tecnología de las Vías Terrestres, según puede constatar el lector de cualquiera de los capítulos de esta obra. La importancia se conecta sobre todo con la influencia de la infiltración del agua sobre la estabilidad general de las masas de suelo y, en menor grado, con las posibilidades que tiene el agua de infiltración de producir tubificación, erosiones internas, etc.

Cuando el agua fluye por el interior de una masa de suelo, por definición lo hace con una presión hidrodinámica, superior a la hidrostática correspondiente a la condición de equilibrio. Este hecho produce varios efectos importantes. En primer lugar, según la dirección del flujo, la presión hidrodinámica puede alterar el peso volumétrico sumergido del suelo; por ejemplo, si el flujo ocurre verticalmente hacia arriba, se ejerce un efecto boyante sobre las partículas del suelo, que equivale a una disminución del peso volumétrico. En segundo lugar, de acuerdo con la ecuación de Coulomb

$$s = (\sigma - u) \tan \phi$$

el aumento en la presión del agua produce una disminución correspondiente en la presión efectiva y,

por lo tanto, en la resistencia al esfuerzo cortante de la masa a través de la cual ocurre la filtración, de modo que, por ejemplo, un talud estable en condición exenta de flujo, podrá no serlo si se presenta dicha condición.

El agua que se infiltra a través del suelo también puede producir arrastre de partículas sólidas que, de no recibir debida atención, pueden llegar a poner en peligro la estabilidad de cualquier estructura de tierra, al dejarla materialmente surcada por túneles y galerías formadas por erosión.

El problema de flujo interno a través de suelos puede establecerse razonablemente bien sobre bases teóricas, con tal de que la geometría de la región de flujo sea relativamente uniforme y de que los suelos presenten características de homogeneidad relativamente rígidas. Estas condiciones se presentan rara vez en los problemas conectados con las Vías Terrestres, por lo que las conclusiones obtenidas de las páginas de un libro de *Flujo de Agua en Suelos* son pocas veces aplicables en forma directa y completa. Mucho de lo que en la práctica ha de hacerse para la resolución de estos problemas es improvisación fundada en el manejo razonado de incertidumbres, lo que, por otra parte, no es ajeno a otros campos de la ingeniería y a otras clases de problemas. Sin embargo, el planteamiento teórico de los problemas de flujo interno y su resolución, aunque sea para condiciones hipotéticas que se aparten un tanto de las reales que se trate de representar en cada caso, es de fundamental importancia para fijar un marco de referencia a las decisiones prácticas que hayan de tomarse. Aunque sólo sea así, como trasfondo intelectual para orientar el pensamiento y la acción, las soluciones a los problemas de filtración son útiles al ingeniero práctico; por otra parte, hay ocasiones en que es verdaderamente notable el grado de representatividad con que pueden obtenerse soluciones en estudios bien planteados y ejecutados con cuidado.

El agua del suelo puede clasificarse en tres categorías, dependiendo de su movilidad dentro de él. En primer lugar está el agua adsorbida, ligada a las

partículas del suelo por fuerzas de origen eléctrico, que no se mueve en el interior de la masa porosa y que, por lo tanto, no participa en el flujo, quedando al margen de este tipo de problemas. En segundo lugar, aparece el agua capilar, cuyo flujo presenta gran importancia en algunas cuestiones de mecánica de suelos, tales como el humedecimiento de un pavimento por flujo ascendente y otras análogas. Sin embargo, en la mayoría de los problemas de filtración de agua el efecto del flujo en la zona capilar es pequeño y suele despreciarse en atención a las complicaciones que plantearía al ser tomada en cuenta teóricamente su influencia. En tercero y último lugar, existe en el suelo la llamada agua libre o gravitacional que, bajo el efecto de la gravedad terrestre, puede moverse en el interior de la masa sin otro obstáculo que el que le imponen su viscosidad y la trama estructural del suelo. En la teoría del flujo de agua que se expone se trata exclusivamente con esta agua y cuando en lo sucesivo se mencione este fluido deberá entenderse que se trata precisamente del agua libre o gravitacional.

En una masa de suelo, el agua gravitacional está separada del agua capilar por una superficie a la que se denomina nivel freático. No siempre es fácil de definir ni de localizar el nivel freático; en un suelo suficientemente fino, al hacer una excavación el espejo de agua que se establece con el tiempo define al nivel freático, pero tal superficie distintiva no existe en el suelo adyacente, ya que arriba de este nivel el suelo puede estar totalmente saturado por capilaridad y, por lo tanto, en ese suelo el nivel freático no tiene existencia física o real.

Tampoco hay un acuerdo total entre los autores respecto a una definición del concepto nivel freático que, como se dijo, muchas veces se refiere a una superficie sin clara existencia concreta. Para los fines de este libro, se considera nivel freático a la superficie que constituye el lugar geométrico de los puntos en que el agua posee una presión igual a la atmosférica, que se considera igual a cero en cuestiones de flujo en que se trabaja normalmente con presiones manométricas. Así, en el espejo de agua de la excavación de que se habló, todos los puntos tienen esa presión y en el suelo adyacente al pozo podrá hablarse de una superficie que une puntos a esa presión.

En condiciones estáticas del agua de un cierto suelo, el nivel freático sería una superficie horizontal; sin embargo, si se admite la posibilidad de que el agua fluya dentro del suelo, ya no hay razón para que el nivel freático siga siendo horizontal y de hecho, naturalmente, no lo es.

## A-2 ECUACIONES HIDRODINAMICAS QUE RIGEN EL FLUJO DE AGUA A TRAVES DE LOS SUELOS

En lo que sigue se presenta un tratamiento matemático somero que permite llegar en forma sencilla

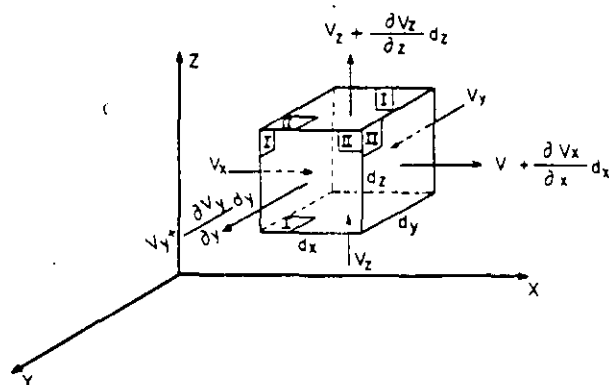


Figura A-1. Elemento de una región sujeta a flujo tridimensional.

a las ecuaciones básicas que se utilizan hoy para plantear teóricamente el problema del flujo de agua a través de suelos.

Considérese una región de flujo (o sea una región de suelo a través de la cual fluye el agua), de la que forma parte un elemento paralelepípedo de dimensiones  $dx$ ,  $dy$  y  $dz$ , tal como el que se muestra en la Fig. A-1.

Supóngase que la velocidad  $v$  con que el agua pasa por el elemento posee tres componentes  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$  y que éstas son sólo función de  $x$ ,  $y$  y  $z$  respectivamente, pero no del tiempo (puesto que, por hipótesis, se trata de un régimen establecido), ni de ninguna otra variable. Se supone también que estas componentes son funciones continuas que admiten cualquier orden de derivación necesario al razonamiento expuesto.

En estas condiciones, si en las caras I (ver Fig. A-1) las componentes de la velocidad del agua son  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$ , como queda dicho, en las caras II estas mismas componentes serán, respectivamente,

$$v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx$$

$$v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy$$

$$v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz$$

Se admitirá ahora que el suelo a través del cual ocurre el flujo tiene sus vacíos saturados por agua y que, además, tanto dicho elemento como las partículas sólidas que forman la estructura del suelo son incompresibles en sí mismos. Así, durante el flujo, la cantidad de agua que entra al elemento tiene que ser igual a la que sale, en un régimen establecido. Por lo tanto, teniendo en cuenta que el gasto que pasa por una sección puede expresarse como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo, podrá escribirse:



$$\begin{aligned} v_x dy dz + v_y dx dz + v_z dx dy = \\ = \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy dz + \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx dz + \\ + \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy \end{aligned}$$

En la expresión anterior, el primer miembro representa el gasto que entra al elemento y el segundo, el que sale.

Reduciendo términos semejantes,

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial v_y}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = 0$$

de donde

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (\text{A-1})$$

La ecuación anterior juega un papel importante en la teoría de flujo de agua y se conoce con el nombre de Ecuación de Continuidad.

Es conveniente establecer aquí un breve resumen de las hipótesis que implica la aceptación de la ecuación de continuidad, tal como ha sido deducida. Estas son:

- 1º El régimen es establecido.
- 2º El suelo está saturado.
- 3º El agua y las partículas sólidas son incompresibles en sí mismas.
- 4º El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

Si ahora se supone válida la ley de Darcy, podrá escribirse para la velocidad de descarga del agua a través del elemento.

$$v = -k \frac{\partial h}{\partial t}$$

Lo cual, expresando al gradiente hidráulico a través de sus tres componentes, da lugar a:

$$\begin{aligned} v_x &= -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y &= -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\ v_z &= -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (\text{A-2})$$

En las ecuaciones A-2 se ha supuesto el caso más general en que el suelo se considera anisótropo en lo referente a su permeabilidad, con una permeabilidad  $k_x$  en la dirección del eje X-X', otra de valor  $k_y$  en la dirección del eje Y-Y' y, finalmente, otra  $k_z$  en la dirección del eje Z-Z'.

Introduciendo las ecuaciones A-3 en la ecuación de continuidad (A-1), se tiene:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{A-3})$$

La ecuación A-3 describe matemáticamente al flujo en la región considerada e implica todas las hipótesis enlistadas arriba, más la de aplicabilidad de la ley de Darcy.

En los problemas prácticos de la mecánica de suelos, es muy frecuente que el flujo en una sección de la región considerada, transversal a su eje longitudinal, sea idéntico al que se tiene en cualquier otra sección: éste es el caso, por ejemplo, en terraplenes de tierra de eje largo en comparación a su altura. Así, pueden ignorarse los efectos en los bordes de la región de flujo y, de esa manera, el problema de flujo puede estudiarse bidimensionalmente como contenido todo él en el plano X-Y. En estas condiciones, la ecuación A-3 puede escribirse en una forma más simplificada como:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{A-4})$$

que es la ecuación fundamental para el análisis de un flujo bidimensional en una región de flujo dada.

Si el suelo a través del cual ocurre el flujo en estudio es además isótropo en lo referente a la permeabilidad, entonces:

$$k_x = k_y = k$$

y la ecuación A-4 aún puede simplificarse, obteniéndose la ecuación A-5 para representar matemáticamente el problema

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \nabla^2 h = 0 \quad (\text{A-5})$$

La A-5 es una ecuación diferencial muy conocida y estudiada, por describir matemáticamente muchos fenómenos físicos de gran importancia práctica, aparte del flujo de agua a través de los suelos. Se la conoce con el nombre de ecuación de Laplace. Una función que satisface la ecuación de Laplace, como  $h$  en la A-5, se dice que es armónica.

Dado lo estudiada que está la ecuación de Laplace y sus soluciones generales y particulares, resulta muy afortunado que ella sea precisamente la que describa los problemas ingenieriles de flujo de agua; sin embargo, en rigor la ecuación A-5 representa una situación particular, en la que el suelo es isótropo en lo relativo a su permeabilidad (implica también la particularidad de que el flujo sea bidimensional, pero en realidad esta suposición se ajusta a la mayoría de los casos prácticos, por lo que su carácter limitativo es usualmente despreciable). Desde luego, la anisotropía en el suelo es una condición

frecuente; baste considerar que muchas de las estructuras de tierra a través de las cuales interesa estudiar el flujo se construyen compactando por capas, procedimiento que, lógicamente, conduce a permeabilidades horizontales bastante mayores que las que se obtienen para el flujo en la dirección vertical. Así, se plantea una situación de incomodidad y tal parece que sea la ecuación A-4 y no la A-5, más sencilla, la que haya de usarse en las aplicaciones. Afortunadamente existe un artificio matemático de trabajo que va a permitir estudiar todos los problemas de flujo como si ocurrieran a través de suelos isotropos. Este artificio, que se conoce con el nombre de teoría de la Sección Transformada, se estudia más adelante en este mismo Apéndice y permite estudiar cualquier suelo anisótropo en relación a su permeabilidad, como si fuera isotropo. Con esta teoría, la ecuación A-5 cobra toda su importancia práctica en el sentido más general como la ecuación básica que satisface el flujo de agua a través del suelo.

La solución general de la ecuación de Laplace está constituida por dos grupos de funciones que son, a su vez, susceptibles de una interpretación geométrica muy útil, según la cual ambos grupos de funciones pueden representarse dentro de la zona de flujo en estudio como dos familias de curvas ortogonales entre sí. La solución general que satisfaga las condiciones de frontera de una región de flujo específica constituirá la solución particular de la ecuación de Laplace para esa región específica.

Conviene ahora obtener con base en la misma figura A-1 una expresión que proporcione el gasto que pasa a través del elemento en el tiempo  $dt$ . Teniendo en cuenta que el gasto puede expresarse como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo, se tiene:

$$dq = k_x \frac{\partial h}{\partial x} dy dz + k_y \frac{\partial h}{\partial y} dx dz + k_z \frac{\partial h}{\partial z} dx dy \quad (\text{A-6})$$

Si el suelo es isotropo en lo referente a la permeabilidad, la ecuación A-6 queda:

$$dq = k \left( \frac{\partial h}{\partial x} dy dz + \frac{\partial h}{\partial y} dx dz + \frac{\partial h}{\partial z} dx dy \right) \quad (\text{A-7})$$

En el flujo bidimensional.

$$dq = k \left( \frac{\partial h}{\partial x} dy + \frac{\partial h}{\partial y} dx \right) \quad (\text{A-8})$$

En la ecuación A-8 el elemento de la figura A-1 se considera plano y contenido todo él en el plano X-Y; se le supone un espesor unitario normal al plano del papel, de manera que las áreas normales a las direcciones del flujo son  $dx \cdot 1$  y  $dy \cdot 1$ .

La ecuación A-8 expresa el gasto en forma diferencial en el flujo bidimensional en un suelo isotropo, que es el caso práctico más frecuente, según se indicó más arriba.

### A-3 SOLUCION DE LA ECUACION DE LAPLACE

Ateniéndose al caso del flujo bidimensional, si se observa la ecuación de Laplace (A-5) y se define una función:

$$\phi = -k h + c$$

(esta función es la conocida como función potencial de velocidades), puede concluirse de inmediato que dicha función cumple:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{A-9})$$

Así la función  $\phi(x, y) = cte$  es una solución de la ecuación de Laplace. Esta solución representa una infinidad de funciones, según sea el valor de la constante  $c$  que intervenga. De inmediato puede darse una interpretación geométrica a esta solución, pues la expresión  $\phi(x, y) = cte$  puede representar a una familia de curvas que se desarrollan en la región plana en la que ocurre el flujo, obteniéndose una curva específica de la familia para cada valor de la constante que se tome.

Considérese ahora una función  $\psi(x, y) = cte$  llamada función de flujo y definida de modo que

$$v_x = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad v_y = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (\text{A-10})$$

Puede demostrarse que una función  $\psi$  así definida satisface también la ecuación de Laplace, de modo que se cumple

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{A-11})$$

En efecto, sea la función de flujo  $\psi(x, y) = cte$ , definida en cada punto de la región por las expresiones

$$v_x = \frac{\partial \psi}{\partial y}; \quad v_y = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (\text{A-10})$$

Teniendo en cuenta que

$$\phi = -k h + c$$

y que

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}$$

se sigue que

$$v_x = \frac{\partial \phi}{\partial x} \tag{A-12}$$

$$v_y = \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

Comparando las expresiones A-10 y A-11, se obtienen las conocidas condiciones de Cauchy-Riemann, familiares en la teoría de funciones de variable compleja. Derivando con respecto a  $y$  la primera de las ecuaciones A-11 y respecto a  $x$  la segunda, se tiene:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2}$$

$$- \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2}$$

Sumando miembro a miembro, se llega a:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = \nabla^2 \psi = 0 \tag{A-11}$$

O sea que la función  $\psi$  cumple la ecuación de Laplace y, por lo tanto, es solución de la misma.

Además, se demuestra también que si al conjunto de funciones  $\psi(x, y) = cte$  se le da una interpretación geométrica, de modo que también se representen esas funciones por una familia de curvas ( $\psi = cte$ ) en la región de flujo, la familia  $\psi = cte$  es ortogonal a la familia  $\phi = cte$ , de manera que la intersección entre cada dos curvas de distinta familia ocurre a noventa grados.

En efecto, las derivadas totales a lo largo de cada una de dichas curvas serán

$$d\phi = \frac{\partial \phi}{\partial x} dx + \frac{\partial \phi}{\partial y} dy$$

$$d\psi = \frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial y} dy \tag{A-13}$$

Con base en las ecuaciones anteriores pueden obtenerse las pendientes  $\left(\frac{dy}{dx}\right)$  de cada familia:

$$\left(\frac{dy}{dx_\phi}\right) = - \frac{\frac{\partial \phi}{\partial x}}{\frac{\partial \phi}{\partial y}}$$

$$\left(\frac{dy}{dx_\psi}\right) = - \frac{\frac{\partial \psi}{\partial x}}{\frac{\partial \psi}{\partial y}}$$

Aplicando ahora las condiciones de Cauchy-Riemann, que cumplen las funciones  $\phi$  y  $\psi$ , según se vio, a la segunda de las expresiones anteriores, dejando la primera sin cambio, se obtiene:

$$\left(\frac{dy}{dx_\phi}\right) = - \frac{\frac{\partial \phi}{\partial x}}{\frac{\partial \phi}{\partial y}} \tag{A-14}$$

$$\left(\frac{dy}{dx_\psi}\right) = \frac{\frac{\partial \phi}{\partial y}}{\frac{\partial \phi}{\partial x}}$$

De manera que las pendientes de las dos familias resultan ser recíprocas y de signo contrario, lo cual constituye la condición de ortogonalidad de las curvas  $\phi = cte$  y  $\psi = cte$ .

En las obras especializadas se demuestra que en un problema específico, en el que haya unas condiciones de frontera fijas, la solución de la ecuación de Laplace constituida por las dos familias de curvas  $\phi = cte$  y  $\psi = cte$ , más la exigencia de que estas familias satisfagan las condiciones de frontera existentes, produce en definitiva una solución única del problema considerado. Este es un hecho esencial que se debe tener muy en cuenta en lo que sigue.

Hasta este momento, se ha encontrado la solución general de la ecuación de Laplace y se ha dado una interpretación geométrica que más adelante se revelará muy útil a dicha solución. Sin embargo, siendo a fin de cuentas el problema de flujo de naturaleza física, es importante encontrar una interpretación también física para las dos familias de curvas que se están manejando. Esta interpretación existe y es de importancia fundamental para la comprensión de las soluciones ingenieriles a los problemas de flujo de agua a través de los suelos. En los párrafos siguientes se describe esa interpretación física tan importante.

Siendo la función  $\phi$  definida por la expresión

$$\phi = -kh + c$$

se infiere que si una curva une puntos en que  $\phi$  es constante, en esos puntos también  $h$  será constante. En otras palabras, en la curva  $\phi = cte$ , todos los puntos tendrán la misma carga hidráulica,  $h$ . Así, es claro el sentido físico de las curvas de la familia  $\phi = cte$ . A través de la región plana de flujo estas curvas unen puntos de la misma carga hidráulica. Por esta razón, estas curvas reciben el nombre de líneas equipotenciales.

Se analizará ahora el sentido físico de las curvas  $\psi = cte$ . Obsérvese la Fig. A-2.

Considérese la trayectoria del agua que pasa por  $P(x, y)$ ; en dicho punto el agua posee una veloci-

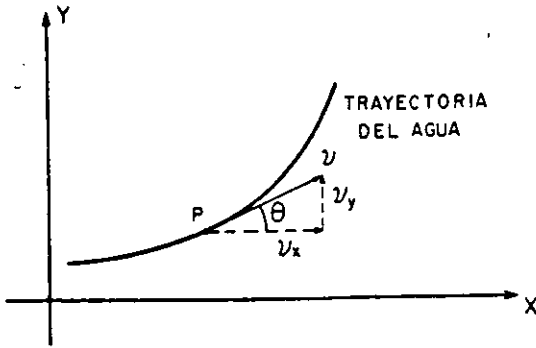


Figura A-2. Interpretación física de la curva  $\psi = cte$ .

dad,  $v$ , que será, naturalmente, tangente a su trayectoria. Se trata ahora de encontrar la ecuación matemática de esa trayectoria. A lo largo de la curva se tiene:

$$\tan \theta = \frac{v_y}{v_x} = \frac{dy}{dx}$$

de aquí,

$$v_y dx - v_x dy = 0$$

pero, según las ecuaciones A-10, esto puede escribirse como

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial y} dy = 0$$

La anterior expresión es precisamente la diferencial total de la función  $\psi$ , de manera que se cumple a lo largo de la trayectoria del agua que

$$d\psi = 0$$

y, por lo tanto,

$$\psi = cte$$

Así, la trayectoria del agua tiene como ecuación precisamente  $\psi = cte$ ; o lo que es lo mismo, la familia de curvas  $\psi = cte$  está constituida precisamente por las trayectorias físicas y reales del agua a través de la región de flujo. Por esta razón las curvas  $\psi = cte$  se denominan líneas de flujo o de corriente.

Una primera propiedad muy importante de las líneas de flujo es que el gasto que pasa entre dos de ellas es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas. Este espacio entre dos líneas de flujo se llama usualmente un canal de flujo. En efecto,

$$q = \int_{\psi_2}^{\psi_1} v_x dy = \int_{\psi_2}^{\psi_1} d\psi = \psi_1 - \psi_2 = cte$$

donde  $q$  representa el gasto en el canal por unidad de longitud medida en la dirección normal al papel (Fig. A-3).

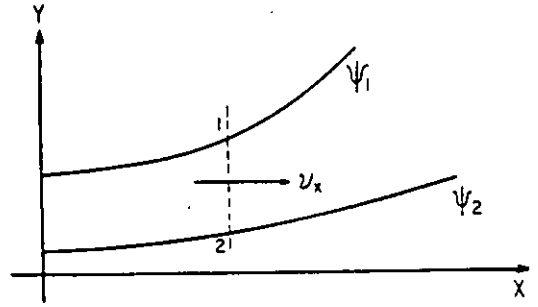


Figura A-3. Una importante propiedad de las líneas de flujo.

Una segunda propiedad importante de las líneas de flujo es que éstas no pueden cortarse dentro de la región de flujo. En efecto, si las dos líneas de flujo convergen en el punto de contacto, no hay área para el paso del agua y ahí no se respeta la continuidad del gasto, lo cual es imposible según las hipótesis de la teoría en estudio.

Una tercera propiedad importante de estas líneas es la relativa a las equipotenciales. En efecto, éstas tampoco pueden cortarse jamás, pues en ese punto el agua tendría a la vez dos cargas hidráulicas diferentes.

#### A-4 LA TEORÍA DE LA SECCIÓN TRANSFORMADA

La Teoría de la Sección Transformada, a la que ya se ha hecho mención, permite reducir al caso de un suelo homogéneo e isotrópico un suelo en el que sean diferentes la permeabilidad para el flujo en la dirección horizontal ( $k_x$ ) y la que se tenga para el flujo en la dirección vertical ( $k_y$ ). Con esa reducción se logra que la ecuación de Laplace y sus soluciones sean aplicables para describir el flujo a través del medio anisótropo. En esencia la Teoría de la Sección Transformada es un simple artificio de cálculo que se logra por una sencilla transformación de coordenadas y que modifica sobre el papel las dimensiones de la zona de flujo en estudio, de manera que la nueva sección obtenida, supuesta isotrópica con  $k_x = k_y$ , tiene todas las condiciones de flujo que interesan iguales a las prevalecientes en la sección propuesta, en la que  $k_x \neq k_y$ .

Sea la región de flujo de la Fig. A-4.

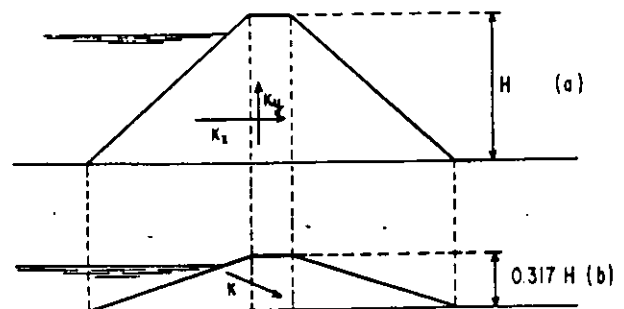


Figura A-4. La teoría de la Sección Transformada.

En ella se tienen permeabilidades  $k_x \neq k_y$ . Se someterá la región de flujo a una transformación de coordenadas en la que la coordenada  $y$  se transforme en otra  $y'$ , tal que

$$y' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y \quad (A-15)$$

La ecuación A-4 describe el flujo bidimensional en un medio anisótropo general; dicha ecuación puede escribirse como

$$\frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (A-4)$$

Teniendo en cuenta la transformación A-15, puede, por otra parte, escribirse:

$$\frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\partial h}{\partial y'} \frac{dy'}{dy} = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \frac{\partial h}{\partial y'}, \text{ ya que } \frac{dy'}{dy} = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \quad (A-16)$$

y también

$$\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 h}{\partial y'^2} \quad (A-17)$$

Si estas relaciones se llevan a la ecuación A-4 escrita arriba, se tiene:

$$\frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 h}{\partial y'^2} = 0$$

lo que se reduce a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y'^2} = 0 = \nabla'^2 h \quad (A-18)$$

Así pues, tal como se anunció, la transformación de coordenadas A-15 ha permitido reducir la ecuación A-4 a la forma que se presenta en la A-18, que es la ecuación de Laplace correspondiente al caso isotropo. Naturalmente que la transformación de coordenadas no ha de hacerse sólo en las ecuaciones, sino también física y realmente en la sección bajo estudio. Así, la zona de flujo original de la Fig. A-4.a se transforma para todos los cálculos subsecuentes en la región transformada de la Fig. A-4.b (en la Fig. A-4 se ha supuesto que  $k_x/k_y = 10^{-1}$ ); las dimensiones verticales se modifican todas según la ley A-15, en tanto que las dimensiones en la dirección horizontal no se modifican.

Es evidente y se deja como un sencillo ejercicio al lector, que con la transformación

$$x' = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} x$$

hubiera podido llegarse a otra sección isotropo en la que se modificarían las dimensiones horizontales, pero no las verticales.

Considérese ahora el gasto dado por la ecuación A-6.

$$dq = k_x \frac{\partial h}{\partial x} dy dz + k_y \frac{\partial h}{\partial y} dx dz + k_z \frac{\partial h}{\partial z} dx dy \quad (A-6)$$

Al considerar el caso bidimensional la ecuación anterior se reduce, según puede visualizarse fácilmente, a:

$$dq = k_x \frac{\partial h}{\partial x} dy + k_y \frac{\partial h}{\partial y} dx \quad (A-19)$$

Si se aplica aquí la transformación A-15 se obtiene, teniendo en cuenta la relación A-16:

$$dq = k_x \frac{\partial h}{\partial x} \sqrt{\frac{dy'}{k_y}} + k_y \frac{\partial h}{\partial y'} \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} dx$$

pues

$$dy' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} dy$$

Por consiguiente, arreglando términos, se llega a:

$$dq = \sqrt{k_x k_y} \left( \frac{\partial h}{\partial x} dy' + \frac{\partial h}{\partial y'} dx \right) \quad (A-20)$$

Esta ecuación debe compararse ahora con la (A-8) que proporcionaba el gasto en el medio isotropo.

Las ecuaciones A-20 y A-8 se refieren evidentemente al mismo gasto, al que realmente está pasando por la sección en que ocurre el flujo. Al comparar ambas ecuaciones se ve que la permeabilidad en la sección transformada equivalente a la combinación de permeabilidades de la sección real es:

$$k = \sqrt{k_x k_y} \quad (A-21)$$

O sea que en la sección transformada, al considerarla isotropo, deberá usarse un valor de la permeabilidad igual a la media geométrica de las permeabilidades reales; así, en la sección transformada podrá hacerse cualquier cálculo referente a gasto, obteniendo el mismo resultado que si se manejase la sección anisótropo y en forma mucho más sencilla.

La Teoría de la Sección Transformada permite no volver a preocuparse por los suelos anisótropos, cuya teoría de flujo como ya se dijo, es, molesta y complicada en sus desarrollos. Cuando un suelo anisótropo se presente en un caso práctico, se transformará previamente y se le aplicará la teoría de suelos isotropos.

## A-5 LA RED DE FLUJO

En el párrafo A-3 se demostró que la ecuación de Laplace queda resuelta por dos familias de curvas ortogonales entre sí, que son las líneas de flujo y las líneas equipotenciales que allí se estudiaron; se mencionó también que dos familias de líneas que cumplan la condición de ortogonalidad y las condiciones de frontera de la región de flujo constituyen una solución única de la ecuación de Laplace y, por ende, del problema de flujo descrito por aquella ecuación.

El método de las redes de flujo utiliza esas afirmaciones para resolver el problema de un modo sencillo y puramente gráfico. Se trata de definir en cada caso particular las condiciones de frontera específicas del problema y de trazar, cumpliendo aquéllas, las dos familias de curvas ortogonales, obteniendo así una verdadera imagen gráfica del problema.

Al acomodar en un dibujo hecho a mano las dos familias, respetando las condiciones de frontera y la de ortogonalidad, se tendrá una aproximación a la solución única del problema; si el dibujo se ha realizado con cuidado, esta aproximación es lo suficientemente buena para los fines ingenieriles y da soluciones del problema ventajosas respecto a las que se obtienen por los métodos matemáticos rigurosos, algo más precisos quizá, pero mucho más complicados.

En la práctica, el trazo de una red de flujo comprende los siguientes pasos:

1. Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones específicas de frontera.
2. Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución única de la ecuación de Laplace.

No se pueden dar muchas reglas generales para definir qué fronteras pueda tener en un caso dado una zona de flujo en estudio, pero a continuación se mencionan algunos casos muy frecuentes respecto a los que sí es posible decir algo como guía de criterio o de aprendizaje.

Considérese en primer lugar el caso ilustrado por la línea 1-2 de la Fig. A-5, que es evidentemente una frontera de la zona por la que se infiltra el agua a través de la presa.

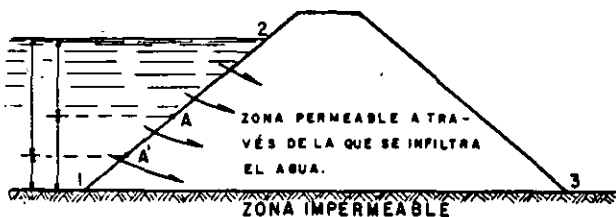


Figura A-5. Análisis de algunas condiciones de frontera en redes de flujo.

Al analizar lo que sucede en los puntos A y A' puede notarse que a lo largo de esa línea son diferentes las cargas de presión (representadas por las alturas de agua medidas del punto a la superficie); las cargas de posición también lo son, si se toma el plano 1-3 como plano de comparación por ejemplo, pero la suma de ambas, o sea la carga hidráulica total,\* es la misma en todos los puntos y está representada por la distancia comprendida entre la horizontal 1-3 y el nivel de agua. Así, la línea 1-2 es una línea equipotencial. En general la situación ilustrada por el ejemplo anterior prevalece y el contacto entre el agua libre y un medio permeable a través del cual se infiltra el agua es siempre una línea equipotencial.

Considérese ahora el caso de la frontera 1-3. El agua que llegue a hacer contacto con esa línea deberá seguirla en su recorrido, pues la roca impermeable no le permite atravesarla. Así, la línea 1-3 es una línea de flujo. También puede establecerse como regla general que es una línea de flujo el contacto entre un medio impermeable y otro permeable a través del cual se infiltra el agua.

Siguiendo lineamientos similares a los expresados arriba, puede entonces definirse a qué tipo de línea corresponde cada una de las fronteras de la región de flujo; por el momento se supone que todas esas fronteras son conocidas *a priori*, es decir, que la región de flujo está claramente delimitada. Existen algunos casos importantes en los que las fronteras de la región de flujo no son conocidas de antemano y, por lo tanto, han de ser estudiadas como primer paso para el trazo de la red de flujo.

Una vez conocidas las fronteras, el trazo de la red de flujo consiste, como ya se dijo, en dibujar las dos familias de curvas ortogonales entre sí y que cumplan dichas condiciones de frontera. El cumplimiento de las condiciones de frontera consiste simplemente en satisfacer en éstas los requerimientos teóricos de la red; así, por ejemplo, si la frontera es una línea de flujo, la familia de líneas equipotenciales la deberá cortar ortogonalmente, etc.

## A-6 TRAZO DE LA RED DE FLUJO. CALCULO DEL GASTO

Al intentar el trazo de las familias de líneas equipotenciales y de flujo surge el problema de que por cada punto de la región de flujo deberá pasar en principio precisamente una línea de flujo y una equipotencial, pues en cada punto de la región de flujo el agua tiene una velocidad y una carga hidráulica. Si se trazaran todas las líneas posibles, esto llevaría

\* En realidad la carga hidráulica total es la suma de las cargas de posición, de presión y de velocidad, que no se ha considerado en el razonamiento anterior. La razón es que, dadas las bajas velocidades con que el agua circula a través del suelo, esta carga de velocidad es despreciable y no se toma en cuenta en los problemas de flujo de agua en suelos.

a una solución que formaría una mancha uniforme en todas las regiones de flujo; a este modo de proceder le faltaría todo valor práctico, pues las soluciones obtenidas en los diferentes problemas serán uniformemente inútiles. Para aspirar a una solución discriminativa, que sepa diferenciar un problema de flujo de otro, será preciso no trazar todas las líneas de flujo y equipotenciales posibles; en cambio, se trazarán sólo unas cuantas, seleccionadas con un cierto ritmo útil y conveniente. El problema no es nuevo y lo reconocerán de inmediato los lectores familiarizados con la representación gráfica de otros campos vectoriales de variable escalar, como el campo eléctrico por ejemplo, o la representación de una topografía con curvas de nivel. La solución que conviene dar en el caso de problemas de flujo es análoga a la dada en esos otros casos: fijar, como se ha dicho, un ritmo para dibujar solamente algunas de las infinitas líneas posibles. La convención más conveniente es la siguiente:

- a) Dibujar las líneas de flujo de manera que el gasto que pase por el canal formado entre cada dos de ellas sea el mismo ( $\Delta q$ ).
- b) Dibujar las líneas equipotenciales de manera que la caída de carga hidráulica entre cada dos de ellas sea la misma ( $\Delta h$ ).

Supóngase que se ha trazado la red de flujo cumpliendo los dos requisitos anteriores, de manera que un fragmento de ella, el limitado por las líneas de flujo  $\psi_i$  y  $\psi_j$  y por las equipotenciales  $\phi_i$  y  $\phi_j$  es tal como el que se muestra en la Fig. A-6.

Según la ley de Darcy, el gasto  $\Delta q$  que pasa por el canal vale

$$\Delta q = ka \frac{\Delta h}{b} \quad (A-22)$$

pues el área media del rectángulo curvilíneo normal al flujo es  $a$  (se considera un espesor unitario normal al plano del papel),  $\Delta h$  es la caída constante del potencial hidráulico entre  $\phi_i$  y  $\phi_j$  y  $b$  es la distancia media recorrida por el agua.

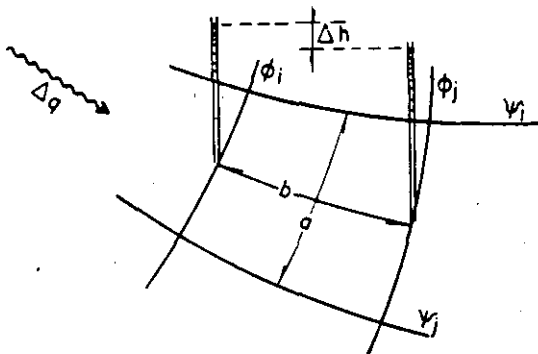


Figura A-6. Una porción de una red de flujo. Obtención de la fórmula para el cálculo del gasto.

Si  $n_f$  es el número total de canales de flujo que tiene la red y  $n_e$  el número de caídas de potencial que hay en toda la zona de flujo, teniendo en cuenta las dos convenciones que se han seguido para construir la red de flujo, podrá escribirse:

$$\Delta q = \frac{q}{n_f} \quad (A-23)$$

$$\Delta h = \frac{h}{n_e}$$

donde  $q$  y  $h$  son el gasto total y la carga perdida en total, en toda la zona de flujo.

Así, la ecuación A-22 podrá escribirse:

$$q = kh \frac{n_f}{n_e} \frac{a}{b} \quad (A-24)$$

En la expresión A-24 puede notarse que, puesto que  $q$ ,  $k$ ,  $h$ ,  $n_f$  y  $n_e$  son constantes para una red de flujo dada, la relación  $a/b$  debe serlo también. Así, si han de satisfacerse las dos condiciones que se ha decidido cumplir, la relación entre el ancho y el largo de todos los rectángulos curvilíneos de una red de flujo debe ser la misma; es decir, todos los rectángulos curvilíneos deben ser semejantes y, recíprocamente, el hecho de que se cumpla esta condición de semejanza implica que se están satisfaciendo automáticamente las dos condiciones impuestas a la red al comienzo de esta sección. Nótese también que el único requisito que ha de cumplirse respecto a la relación  $a/b$ , para satisfacer las dos condiciones que fijan el ritmo de las líneas de flujo y equipotenciales, es que sea constante; por lo demás, la relación  $a/b$ , podrá ser cualquier constante. Se antoja así, en aras de la sencillez y la elegancia, fijar el valor de  $a/b$  precisamente como la unidad, que es incuestionablemente la constante más sencilla. Si esto se hace, los rectángulos curvilíneos se transforman en cuadrados curvilíneos, de manera que la red dibujada cumplirá la condición de que por cada canal pase el mismo gasto y de que entre cada dos líneas equipotenciales haya la misma caída de potencial, simplemente si las figuras definidas por esas líneas son cuadrados. Evidentemente el cuadrado es la figura más sencilla y conveniente, con la ventaja adicional de que permite verificar lo bien dibujada que una red esté al golpe de vista, lo que no sucedería con los rectángulos, pues al variar el tamaño de ellos no se puede decir, sin tomar medidas, si se conservan sus proporciones o se han dibujado diferentes, con el correspondiente error.

Si se acepta para siempre en adelante que todas las redes de flujo serán de cuadrados, como no se especifique otra cosa, la ecuación A-24 podrá escribirse:

$$q = kh \frac{n_f}{n_e} \quad (\text{A-25})$$

El término  $n_f/n_e$  depende solamente de la forma de la región de flujo. Se le llama Factor de Forma y se representa:

$$F_f = \frac{n_f}{n_e} \quad (\text{A-26})$$

Así, en definitiva, la expresión A-24 puede ponerse como:

$$q = k h F_f \quad (\text{A-27})$$

que es la fórmula sencilla que permite calcular el gasto por unidad de longitud normal a la sección estudiada, que ocurre a través de una región de flujo en la que se ha dibujado la red correspondiente.

Antes de detallar otros conceptos importantes que pueden calcularse por medio de la red de flujo, conviene insistir un poco más en las normas para el trazo de éstas. En la Ref. 2 de la Bibliografía de este Apéndice, Casagrande proporciona los siguientes consejos a los ingenieros no expertos en este campo y a los jóvenes estudiantes:

1. Usense todas las oportunidades posibles para estudiar la apariencia de flujo bien hechas, tratando después de repetirlas sin tener a la vista el modelo, hasta obtener dibujos satisfactorios.
2. Usualmente es suficiente trazar la red con un número de canales de flujo comprendidos entre cuatro y cinco. El uso de muchos canales dificulta grandemente el trazo y desvía la atención de los aspectos esenciales.
3. Siempre debe observarse la apariencia de la red en conjunto, sin tratar de corregir detalles hasta que toda ella está aproximadamente bien trazada.
4. Con frecuencia hay partes de la red en que las líneas de flujo deben ser aproximadamente rectas y paralelas; en ese caso los canales son más o menos del mismo ancho y los cuadrados deben resultar muy parecidos. Puede facilitarse el trazo de la red si se comienza por esa zona.
5. Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas (especialmente la superior y la inferior), son frecuentemente simétricas, y las líneas de flujo y las equipotenciales son entonces de forma parecida a la elíptica.
6. Un error común en los principiantes es el de dibujar transiciones muy bruscas entre las partes rectas y las curvas de las diferentes líneas. Debe tenerse presente que las transiciones deben ser siempre muy suaves y de forma parabólica o elíptica; el tamaño de los diferentes cuadrados debe ir cambiando también gradualmente.

7. En general el primer intento no conduce a una red de cuadrados en toda la extensión de la región de flujo. La caída de potencial entre dos equipotenciales sucesivas correspondiente a un cierto número de canales con el que se intentó la solución, no suele ser una parte entera exacta de la pérdida total de potencial, de manera que al terminar la red suele quedar una última hilera de rectángulos entre dos líneas equipotenciales en la que la caída de carga es una fracción de la  $\Delta h$  que haya prevalecido en el resto de la red. Generalmente esto no es perjudicial y esta última hilera puede tomarse en cuenta para el cálculo de  $n_e$ , estimando qué fracción de caída ha resultado. Si, por razones de presentación, se desea que todas las hileras de cuadrados queden con el mismo  $\Delta h$ , podrá corregirse la red, cambiando el número de canales de flujo, bien sea por interpolación o empezando de nuevo. No debe intentarse convertir la hilera incompleta en una de cuadrados por correcciones localmente puramente gráficas, a no ser que sea muy pequeño el faltante o sobrante de espacio en la hilera incompleta.
8. Las condiciones de frontera pueden introducir singularidades en la red, que se discutirán con más detalle en los párrafos siguientes.
9. Una superficie de salida en la red, en contacto con aire, si no es horizontal, nunca es ni línea de flujo ni equipotencial, de manera que los cuadrados limitados por esa superficie no pueden ser completos. Sin embargo, como más adelante se demostrará, estas superficies deben cumplir la condición de que se tengan iguales caídas de posición entre los puntos de ellas cortados por las líneas equipotenciales.

Además de las normas anteriores, es conveniente que las líneas de flujo y equipotenciales se dibujen siempre completas. Los principiantes cometen numerosos errores de concepto en la red por dejar trazos incompletos que, de ser terminados, les hubieran revelado dichos errores en forma muy clara.

En las Figs. A-7 aparecen algunas redes de flujo dibujadas a modo de ilustración.

#### A-7 SUPERFICIES LIBRES A LA PRESION ATMOSFERICA

Una frontera muy común en las redes de flujo la constituye una superficie abierta al aire o, en general, una superficie en la cual todos los puntos estén a la presión atmosférica. Respecto a tales superficies existe una condición teórica que ha de cumplirse, que se traduce en una condición gráfica que debe satisfacerse y que es sencilla de verificar.

Sea la superficie AB una superficie abierta al aire, en la cual todos los puntos tienen la misma carga



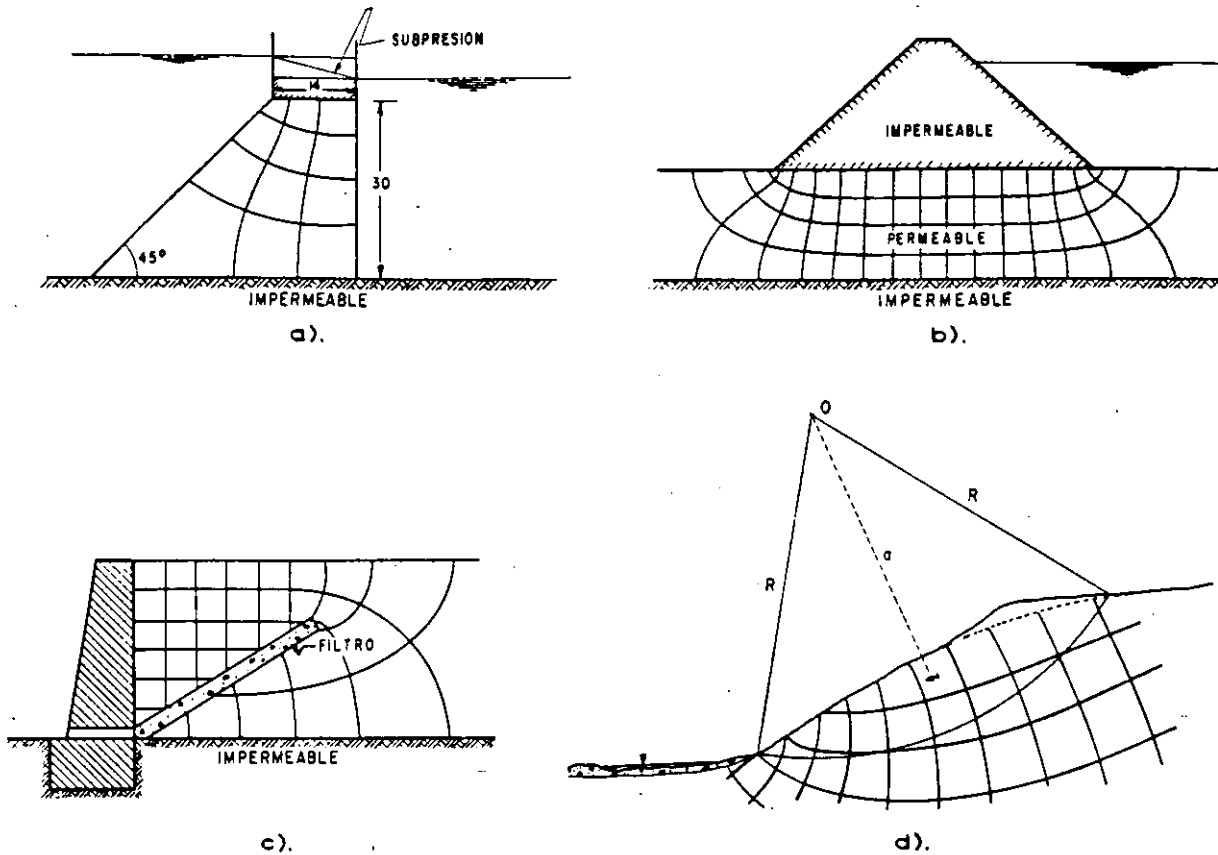


Figura A-7. Ejemplos de redes de flujo.

de presión, que corresponde a la presión atmosférica (Fig. A-8). Entonces dos puntos de esa superficie cortados por dos equipotenciales sucesivas estarán separados verticalmente por una distancia  $\Delta h$  que tiene que ser igual a la caída hidráulica entre esas dos equipotenciales, puesto que por ser igual la carga de presión, la diferencia de carga tiene que traducirse sólo en pérdida de posición. Comoquiera que entre todas las equipotenciales que cortan a la superficie libre hay la misma pérdida de carga, se sigue que entre todos los puntos en que dichas equipotenciales cortan la superficie libre debe haber la misma diferencia de posiciones o caída de alturas, precisamente igual a  $\Delta h$ . Este hecho está gráficamente expresado en la Fig. A-8.

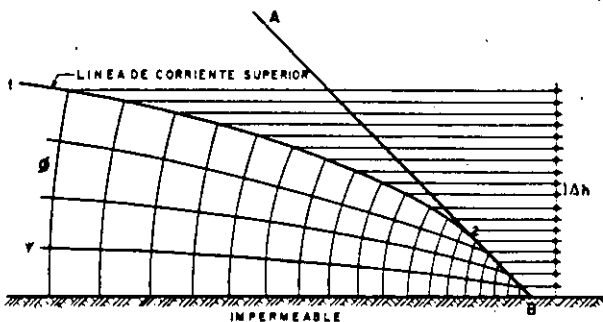


Figura A-8. Superficie abierta al aire.

#### A-8 CUADRADOS SINGULARES

Hay ocasiones en que dentro de las redes de flujo las circunstancias geométricas de la región de flujo fuerzan las cosas de manera que se produce una singularidad, dando así lugar a cuadrados en la red que quedan aparentemente fuera de la regla común.

La parte a) de la Fig. A-9 presenta un caso muy común que, por otra parte, ya se presentó en las redes de la Fig. A-7.

La frontera superior del fragmento que se reproduce de la región de flujo es una línea equipotencial, en tanto que la inferior lo es de flujo. Ambas líneas son paralelas, por lo que el cuadrado extremo, de  $a_1 b_1$  a la izquierda, es un cuadrado abierto de forma singular. Es de notar que de la línea de flujo que parte de  $a_1$  a la izquierda pasa el gasto  $\Delta q$ , mismo que pasa por los restantes canales de flujo de la red; si se subdivide en mitades el cuadrado singular (líneas por los puntos  $a_2$  y  $b_2$  de la figura), por cada subdivisión pasará el gasto  $\Delta q/2$ . Si se siguen las subdivisiones hacia la izquierda podrán obtenerse los canales por los que pasa la cuarta parte, la octava parte, etc., del gasto; puede verse que esos canales tienden a ser similares hacia la izquierda, en tanto que el gasto que pasa por ellos disminuye rápidamente. De lo anterior se deduce que la velocidad de filtración del agua en la zona permeable disminuye

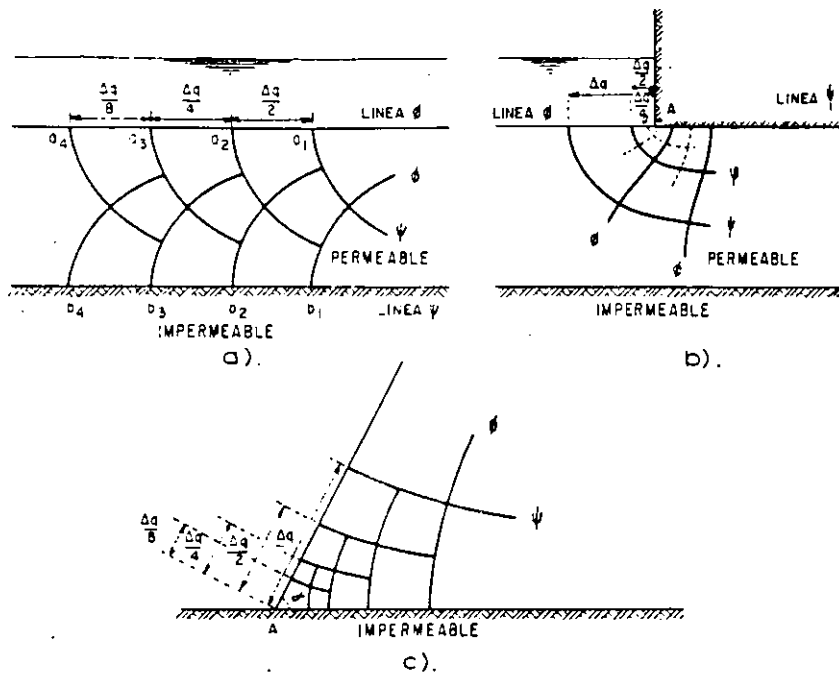


Figura A-9. Cuadrados singulares.

hacia la izquierda monótonamente, de manera que se acerca asintóticamente a cero. Lo anterior puede elevarse al grado de regla general, de modo que puede decirse que cuando una línea de flujo y una equipotencial son paralelas por una singularidad de una red, en su intersección (punto  $\infty$ ) se reduce a cero la velocidad con que el agua se infiltra.

En la parte *b*) de la Fig. A-9 se presenta otra singularidad bastante común en muchas redes. En el punto A concurren una línea de flujo y una equipotencial, que son colineales; es decir, forman entre sí un ángulo de  $180^\circ$ , en vez del usual de  $90^\circ$ . También ahora si se subdivide el canal original, en el que pasa el gasto  $\Delta q$ , se obtienen dos canales por cada uno de los que pasa  $\Delta q/2$ . La subdivisión posterior permite obtener canales por los que irá pasando la cuarta parte, la octava parte, etc., del gasto. Pero ahora la situación es diferente a la que se tuvo en el caso *a*). Si se observa la Fig. A-9.b se verá que la sección de cada canal va siendo bastante menor que la mitad de la anterior, en tanto que el gasto que pasa por ella es precisamente la mitad del que pasaba por el canal antes de la subdivisión; en consecuencia, al acercarse al punto A, la velocidad de infiltración del agua en el suelo debe ir aumentando. De hecho, esa velocidad aumenta monótonamente hacia A, de manera que en ese punto es, teóricamente, infinita. Lo anterior también es regla general y puede decirse ahora que si una línea de flujo y una equipotencial se unen a un ángulo mayor que  $90^\circ$  (y  $180^\circ$  no es más que un caso particular), en el punto de unión el agua tiene una velocidad de infiltración infinita.

Al considerar el hecho teórico de que la velocidad en el punto A es infinita, deben tenerse en cuenta

los siguientes puntos de vista: La teoría con la que se ha llegado a la conclusión que se estudia ha sido elaborada según la hipótesis de régimen laminar en el agua y de validez de la ley de Darcy. Esta hipótesis exige a su vez, según se ha venido insistiendo, bajas velocidades en el agua que fluye; así, esa teoría no es aplicable a un punto en el que las velocidades crecen en forma importante, por lo que no ha de ser aceptada literalmente la conclusión de que la velocidad se hace infinita. La conclusión que sí puede extraerse es que en las vecindades de A las velocidades del agua aumenta mucho y el flujo se concentra, razón por la cual zonas de este tipo serán zonas críticas desde el punto de vista de erosiones, arrastres, etcétera, cuando estén a la salida de la red y el material no tenga confinamiento.

En la Fig. A-9.c se presenta otra singularidad frecuente en las redes de flujo. Ahora una línea equipotencial y una de flujo se cortan a un ángulo  $\alpha$  que es menor de  $90^\circ$ . Puede verse en este caso que al hacer las subdivisiones se tiene cada vez un gasto equivalente a la mitad del anterior pasando a través de una sección que es mayor que la mitad de la anterior; así la velocidad de filtración va disminuyendo monótonamente cuanto más cerca se esté de A, de manera que en dicho punto se llega a la velocidad cero. Lo anterior también es regla general: es decir, cuando una equipotencial y una línea de flujo se cortan por singularidad en la red de flujo a un ángulo  $\alpha < 90^\circ$ , en el punto de intersección la velocidad de filtración del agua vale cero. El valor  $\alpha < 90^\circ$  incluye a cero, como se vio al discutir el caso de la Fig. A-9.a, que es entonces un caso particular del que ahora se discute.

### A-9 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HIDRODINÁMICAS EN UNA RED DE FLUJO

Ahora se verá una de las más útiles aplicaciones de una red de flujo: aquella que permite calcular las presiones hidrodinámicas en el agua que se infiltra a través de la región de flujo. Este cálculo es aplicable de inmediato al diseño de estructuras sometidas a flujo, tales como taludes, muros de retención, cimentaciones, etc.

En los párrafos siguientes y a modo de ilustración se analiza el cálculo de las presiones en el agua en dos casos de interés práctico. En el primero de ellos se considera un talud cuya red de flujo aparece parcialmente dibujada (ver Fig. A-10); se trata de calcular las presiones en el interior del talud.

Supóngase que se desea calcular la presión hidrodinámica en un punto como el A. Si por ese punto se dibuja la equipotencial que le corresponde, esta línea sale al aire libre en B. Los puntos A y B deben tener la misma carga hidráulica, puesto que pertenecen a la misma equipotencial; si por el A se hace pasar un plano horizontal de referencia ( $h = 0$ ), tiene carga de posición nula y toda su carga es de presión y corresponde precisamente a la presión del agua en el punto; el punto B tiene carga de presión nula, pues está en contacto con la atmósfera y por ello toda su carga hidráulica es de posición. Debe cumplirse que

$$(\text{Carga de posición})_B = (\text{Carga de presión})_A$$

Luego la presión en A puede calcularse, como se ve en la Fig. A-10, trazando una horizontal por el punto de salida B y midiendo la distancia entre A y dicha referencia, que es la carga de presión deseada.

Considérese ahora el caso ilustrado en la Fig. A-11 en el que el agua se infiltra en una región permeable, bajo una estructura impermeable. Se trata ahora de calcular tanto las presiones que el agua tiene en los puntos precisamente abajo de la estructura (que reciben el nombre de subpresiones y juegan un importante papel en el diseño de la estabilidad de la estructura como un conjunto), como en cualquier otro lugar de la zona permeable.

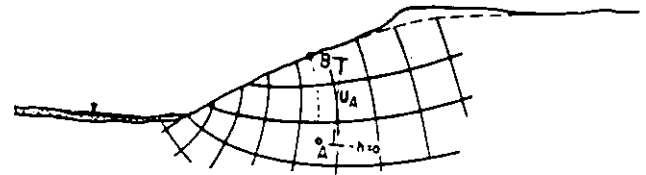


Figura A-10. Cálculo de las presiones en el agua, en el interior de un talud.

Considérese en primer lugar el caso del punto 1, en la cimentación de la estructura. Puesto que la carga original del agua es  $h$ , en el punto 1 la carga valdrá  $h - \Delta h$ , pues dicho punto está en la siguiente equipotencial, con una caída de carga  $\Delta h$  respecto al valor inicial; pero además el punto 1 tiene una carga de posición que sería la distancia que hay del punto al plano AB, que se considera como el plano de comparación ( $h = 0$ ). Si la carga  $h$  se divide en  $n_e$  partes iguales (11 en el caso de la Fig. A-11, pues hay 11 caídas de potencial en la red) y se trazan referencias horizontales por esas divisiones, la distancia del plano AB a la división correspondiente da la carga hidrostática de cualquier punto. En el caso del punto 1 esta carga gráficamente es la distancia vertical entre el plano AB y el nivel de la primera división; a esta carga se le resta la de posición representada por la distancia vertical del punto 1 al plano AB, que en este caso es negativa. Así la carga de presión ( $h_{pre} = h - h_{pos}$ ) en 1 (o sea el valor de la subpresión) es la distancia  $u_1$ , tal como se marca en la Fig. A-11.

En el caso del punto 2, que está en una posición cualquiera dentro de la masa de suelo permeable, la carga de presión puede calcularse de un modo análogo. Obsérvese que el punto 2 está a una y media caídas de potencial  $\Delta h$  respecto a la carga original. Así su carga hidráulica será la distancia vertical entre el plano AB y una horizontal trazada una división y media abajo del nivel  $h$ ; además la distancia entre 2 y el plano AB proporciona la carga de posición de aquel punto, también negativa, de manera que la carga de presión en 2 es el segmento  $u_2$  tal como se ve en la Fig. A-11, obtenido restando de la carga hidráulica la carga de posición (negativa).

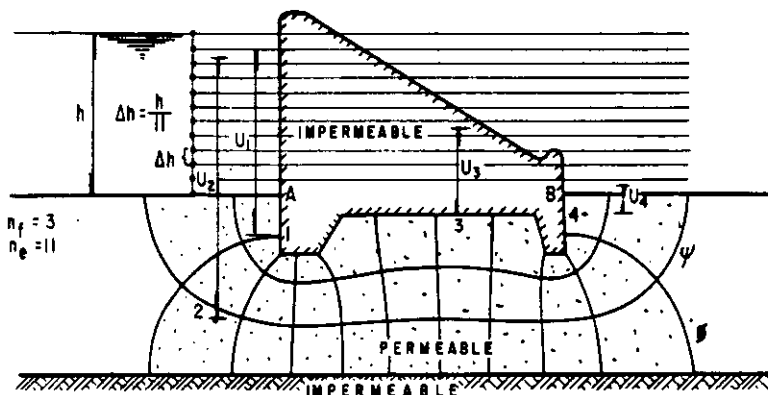


Figura A-11. Cálculo de las presiones en el agua bajo una estructura impermeable.

En la Fig. A-11 aparecen gráficamente calculadas las cargas en los puntos 3 y 4; se deja al lector como ejercicio la explicación del procedimiento. Una vez calculada la presión del agua en todos los puntos bajo la estructura (subpresiones) podrá trazarse a una escala conveniente un diagrama que las represente. El área de esa figura será la subpresión total, que pasará por el centroide de la misma.

#### A-10 CALCULO DE VELOCIDADES Y GRADIENTES HIDRAULICOS EN LOS PUNTOS DE UNA RED DE FLUJO

En los puntos de una región de flujo en la que se haya trazado una red de flujo es posible encontrar el gradiente hidráulico, así como la velocidad del agua. Para ello bastará trazar por el punto en cuestión el segmento de la línea de flujo que pase por él y que quede contenido dentro del cuadrado en que haya caído el punto. Entonces la caída entre equipotenciales de la red,  $\Delta h$ , dividida entre la longitud de línea de flujo en la que ocurre dicha caída, proporciona el gradiente hidráulico medio en ese tramo que incluye el punto en cuestión. Se puede tener mayor aproximación al gradiente específico en el punto, si se subdivide el cuadrado en otros menores, cada vez más en torno al punto.

Una vez que se tiene el gradiente en el punto, bastará multiplicarlo por el coeficiente de permeabilidad del suelo para tener la velocidad del agua en magnitud, según la ley de Darcy; dicha velocidad será tangente en el punto a la línea de flujo que pase por él y estará dirigida en el sentido del flujo.

#### A-11 FUERZAS DE FILTRACION. GRADIENTE CRITICO DE EBULLICION

Cuando el agua fluye a través de una masa de suelo su efecto no se limita a la presión hidrostática que tiene lugar en el agua en equilibrio, sino que ejerce una presión hidrodinámica sobre las partículas del suelo, en la dirección del flujo, efecto que puede representarse por empujes hidrodinámicos, en la dirección del flujo y tangentes a las respectivas líneas de flujo. La magnitud de esas presiones o de esos empujes hidrodinámicos depende sobre todo del gradiente hidráulico prevaleciente.

Considérese un cuadrado de una red de flujo, tal como el que se muestra en la Fig. A-12.

La presión hidrodinámica que ejerce el agua sobre las partículas del suelo en la sección  $\Delta A$  del cuadrado (considerando a éste un espesor unitario en la dirección normal al papel), vale

$$p_D = \Delta h \gamma_w$$

pues la pérdida de carga  $\Delta h$  ha sido transmitida por viscosidad a las partículas de suelo.

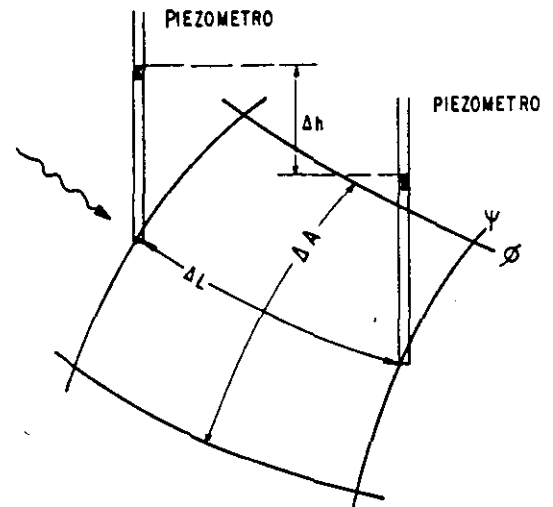


Figura A-12. Fuerzas de filtración.

Esta presión produce un empuje hidrodinámico que es:

$$J = \Delta h \cdot \gamma_w \Delta A \quad (\text{A-28})$$

Es común expresar esta fuerza por unidad de volumen, teniéndose para el cuadrado considerado:

$$j = \frac{J}{\Delta A \cdot \Delta L} = \frac{\Delta h \cdot \gamma_w \cdot \Delta A}{\Delta A \cdot \Delta L}$$

o sea

$$j = \gamma_w i \quad (\text{A-29})$$

Con la fórmula A-29 puede calcularse cualquier fuerza de filtración ligada a un cuadrado de una red de flujo; conocido el volumen de éste, que es su área multiplicada por un espesor unitario normal al papel, puede calcularse la fuerza total, que actuará en la dirección del flujo, en el centroide del volumen del cuadrado y tangente a la línea de flujo que pase por ese punto.

Nótese que la fuerza de filtración depende del peso específico del agua y del gradiente hidráulico prevaleciente en el cuadrado en cuestión, pero es independiente de la velocidad del flujo y del coeficiente de permeabilidad del suelo, de modo que es la misma en suelos cohesivos y en suelos friccionantes, aunque difieran mucho las velocidades del flujo en ambos tipos de suelos. La fuerza de filtración es debida a la resistencia viscosa que la estructura sólida del suelo genera en el fluido; por ella el agua consume energía en forma de presión hidrodinámica capaz de vencerla, según se ve en la ecuación A-28, en que se aprecia que el empuje hidrodinámico es debido a la pérdida de carga  $\Delta h$  que el agua pierde en el recorrido  $\Delta L$  a través del cuadrado.

Otro fenómeno ligado de un modo muy directo con el flujo del agua a través del suelo es la ebullición de las arenas, que en última instancia es una manifestación del fenómeno de la tubificación. Al

respecto, Terzaghi (Ref. 2) ha presentado un análisis de interés que se describe a continuación.

Considérese la red de flujo correspondiente a la tablestaca que aparece en la Fig. A-13. En esa red se estudiará el equilibrio de la zona de salida aguas abajo de la tablestaca.

Por pruebas en modelos y por experiencias acumuladas en obras construidas se sabe que la arena de la zona en estudio permanece en equilibrio en tanto que la carga  $h$  permanezca menor que un cierto valor límite  $h_p$ . Tan pronto como ese valor crítico se sobrepasa, aumenta fuertemente la descarga a la salida, como si la permeabilidad de la arena hubiese aumentado con brusquedad y además el agua comienza a arrastrar la arena, produciéndose tras la ebullición de este material un proceso de tubificación. La experiencia ha demostrado que la máxima concentración de flujo de agua ocurre dentro de una distancia  $D/2$  de la tablestaca, tal como se muestra en la Fig. A-13.

La tubificación .. inicia cuando la presión hidrodinámica del agua ascendente vence el peso sumergido de la arena colocada en la zona en que comienza a producirse el fenómeno. Con suficiente precisión puede afirmarse que la arena movida por el agua tiene la forma de un prisma de ancho  $D/2$  y de altura  $D_3$ ; la tendencia al arrastre en este prisma está contrarrestada por su propio peso (en el instante mismo en que el arrastre se inicia, la presión efectiva en los lados del prisma de arena y por lo tanto la resistencia friccionante, es prácticamente nula). Así, el prisma se mueve hacia arriba cuando la presión hidrodinámica ascendente provocada por el agua vence a la presión descendente producida por el peso sumergido del material. La carga de agua,  $h_p$ , que produce esta situación inestable es la carga crítica. El nivel de la base del prisma por analizar quedará determinado por la condición de que  $h_p$  sea mínimo, a causa de que el arrastre ocurrirá naturalmente con la mínima carga de agua capaz de producirlo. Se supone en la figura que ese nivel está representado por la dimensión  $D_3$ .

Para conocer la presión hidrodinámica a ese nivel deberá conocerse la presión del agua en esa pro-

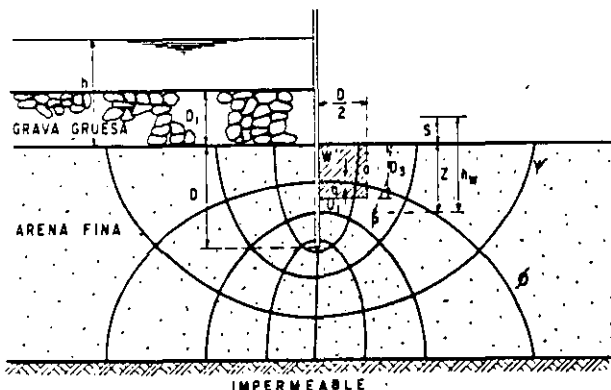


Figura A-13. Gradiente físico de ebullición.

fundidad; para ello se estudia en primer lugar cuál será ésta en un punto de la red cualquiera, tal como el  $P$  de la Fig. A-13. La presión en  $P$  está dada por el valor  $h_w$ , altura a que sube el agua dentro de un piezómetro instalado en  $P$ , multiplicada por el peso específico  $\gamma_w$ . La altura  $h_w$  está compuesta de dos sumandos,  $z$  y  $s$ , de manera que el esfuerzo neutral en  $P$  es

$$u_p = z \gamma_w + s \gamma_w \quad (A-30)$$

El primer sumando de la ecuación A-30 representa la presión hidrostática a la profundidad de  $P$ ; su efecto es el de reducir el peso específico de la arena del valor  $\gamma_m$  al  $\gamma'_m$ , correspondiente a la condición sumergida. El segundo sumando,  $s \gamma_w$ , es la presión que hay en el agua en  $P$  arriba de la hidrostática (presión hidrodinámica). Así, para el prisma bajo estudio, la condición de arrastre es que la presión arriba de la hidrostática en su base no supere a su peso sumergido, que vale  $(1/2) DD_3 \gamma'_m$ .

El exceso de presión sobre la hidrostática en  $P$  puede calcularse de la red de flujo y vale, según se vio,

$$s \gamma_w = n_d \Delta h \gamma_w \quad (A-31)$$

donde  $n_d$  es el número de caídas de potencial o su fracción que hay desde  $P$  hasta la salida de la red. Con base en lo anterior puede dibujarse la distribución de presiones hidrodinámicas en la base del prisma. La presión promedio en dicha base se denominará  $h_a \gamma_w$  y así el empuje hidrodinámico ascendente en la misma zona será:

$$U = \frac{1}{2} D h_a \gamma_w \quad (A-32)$$

El valor de  $s$  puede expresarse como:

$$s = \frac{h}{n_d} n_d = h X \text{ (constante)} \quad (A-33)$$

$n_d$  = número total de caídas de potencial en la red.

donde la constante indicada tiene un valor que depende sólo de la posición de  $P$  dentro de la red.

Las cargas hidrodinámicas en la base del prisma en estudio pueden en definitiva, pues, expresarse como:

$$h_a = mh \quad (A-34)$$

donde  $m$  es una constante.

Los valores de  $h_a$  y  $h$  se conocen del planteamiento del problema o de la red de flujo, de donde el valor de  $m$  en la ecuación A-34 puede ser calculado (en realidad para ello será preciso conocer  $D_3$ ).

El prisma de arena en estudio será levantado por el agua cuando la presión hidrodinámica exceda el valor que satisfaga la igualdad.

$$\frac{1}{2} D h_a \gamma_w = \frac{1}{2} DD_3 \gamma'_m$$

de donde

$$h_a = D_3 \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} \quad (\text{A-35})$$

es el valor de la carga hidrodinámica en la base del prisma en el instante en que éste entra en suspensión. En ese mismo instante, por definición, la carga  $h$  tiene el valor crítico  $h_p$  y, de acuerdo con la ecuación A-34:

$$h_a = m h_p \quad (\text{A-36})$$

Substituyendo este valor en la ecuación A-35, se tiene:

$$m h_p = D_3 \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} \quad (\text{A-37})$$

$$h_p = \frac{D_3}{m} \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} \quad (\text{A-38})$$

La fórmula A-38 puede aplicarse para diferentes valores de la profundidad  $D_3$ , siempre que se haya dibujado la red de flujo, que permite calcular  $m$  (ecuación A-34). Así se tienen distintos valores de  $h_p$  correspondientes a diferentes  $D_3$ . El mínimo  $h_p$  es obviamente el valor más crítico de la carga y es el que gobierna el problema, y el nivel  $D_3$  correspondiente es la sección crítica, en donde puede comenzar el fenómeno de la tubificación; ésta podrá presentarse en esa sección si la carga que se tenga supera el valor de  $h_p$ -encontrado.

En el caso de una tablestaca sencilla, como la que se ve en la Fig. A-13, los cálculos anteriores conducen a que prácticamente en la sección crítica

$$D_3 = D$$

Para el caso de la tablestaca mostrada, este resultado hubiera podido deducirse directamente de la observación de la red de flujo, pues debe notarse que según  $D_3$  aumenta, el valor de las presiones hidrodinámicas crece más aprisa que el peso sumergido de la arena.

Nótese que, de acuerdo con la ecuación A-38, el valor de la altura crítica no depende del ángulo de fricción interna de la arena y es proporcional al peso sumergido de la misma. Conviene también señalar que la concordancia entre la predicción teórica basada en los cálculos anteriores y los resultados de experimentos ha sido reportada como muy satisfactoria. (Ref. 6 en la lista bibliográfica, al fin de este Apéndice.)

Para una carga de agua real actuante,  $h$ , el factor de seguridad contra tubificación puede calcularse sencillamente con la expresión

$$F_s = \frac{h_p}{h} \quad (\text{A-39})$$

Suelen considerarse convenientes valores de  $F_s$ , del orden de 3 ó 4.

Si se observa la ecuación A-35 podrá obtenerse el valor promedio del gradiente hidráulico crítico, o sea el valor de gradiente hidráulico medio que actúa en el nivel crítico en el instante en que la tubificación comienza. Dicho valor es:

$$i_c = \frac{h_a}{D_3} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} \quad (\text{A-40})$$

Teniendo en cuenta el valor de  $\gamma'_m$  en la práctica, se deduce que para que haya tubificación al nivel  $D_3$ , supuesto el crítico, es preciso que

$$i_c \geq 1 \quad (\text{A-41})$$

Como el gradiente a ese nivel puede calcularse fácilmente de la red de flujo, su comparación con el valor crítico igual a 1 proporciona otro enfoque, equivalente al anterior obviamente, para conocer del riesgo de tubificación en un problema dado.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS DEL APENDICE

1. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo III. *Flujo de Agua en Suelos*. Capítulos I y II. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1969.
2. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. Art. 94. John Wiley and Sons, Inc. 1956.

## BIBLIOGRAFIA

Además de las ya mencionadas Referencias de este Apéndice, el lector encontrará información especializada en las siguientes obras:

1. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets*. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
2. Casagrande, A. *Seepage through Dams-Contributions to Soil Mechanics*. Boston Society of Civil Engineers. 1940.
3. Muskat, M. *The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media*. McGraw Hill Book Co. 1937.
4. Harr, M. E. *Groundwater and Seepage*. McGraw Hill Book Co. 1962.
5. Scott, R. F. *Principles of Soil Mechanics*. Addison-Wesley Pub. Co. 1963.
6. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc. 1956.
7. Sherard, J. L., Woodward, R. J., Gizienski, S. F., y Clevenger, S. A. *Earth and Earthrock Dams*. John Wiley and Sons, Inc. Co. 1963.
8. Tamez, E. *Principios del diseño y construcción de presas de tierra*. Secretaría de Recursos Hidráulicos México, 1963.
9. Mansur, C. I., y Kaufman, R. I. *Dewatering*. Capítulo 3 del libro *Foundation Engineering*. Editado por G. A. Leonards. McGraw Hill Book Co. 1962.
10. Todd, D. K. *Groundwater Hydrology*. John Wiley and Sons, Inc. 1960.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LAS CARRETERAS**

Del 9 al 11 de Noviembre de 1994

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES .

**EL SUBDRENAJE EN LAS VIAS TERRESTRES**

Ing. Agapito Cruz Galindo

Cd. Victoria, Tamps.

1994

## El subdrenaje en las vías terrestres

### VII-1 INTRODUCCION

Todos los ingenieros que tienen que ver con problemas de estabilidad de masas de tierra en carreteras, ferrocarriles o aeropistas tienen la sensación fuertemente arraigada de que el agua juega un papel muy importante en los derrumbes, deslizamientos o flujos a que tienen que enfrentarse con tanta frecuencia. Esta sensación resulta evidente, hasta casi convertirse en instinto, puesto que la correlación entre época de lluvias e intensidad de las mismas con las fallas es infalible, se repite año con año y, además, las señales del efecto del agua que es posible ver después de la falla son tan claras, que todo ingeniero llega a percibir que aquel elemento, cuando no se controla con las necesarias precauciones puede ser uno de sus principales enemigos.

Sin embargo, paradójicamente, los verdaderos mecanismos a través de los que el agua actúa sobre la estabilidad son poco comprendidos. Es relativamente frecuente que hombres que sienten que el agua influye y que, inclusive, se preocupan de aplicar todo un conjunto de precauciones contra sus malos efectos, según el dictado de la costumbre o las reglas del "arte", malinterpretan notoriamente los modos por los que el agua actúa, o aun los ignoren.

Terzaghi (Ref. 1) ha señalado que muchos ingenieros a cargo de obras importantes, cuando se ven forzados a explicar la influencia del agua en la estabilidad de las masas de tierra, hablan de su efecto lubricante. Como el propio Terzaghi señala, esta explicación es inaceptable por dos razones. En primer lugar el agua actúa como antilubricante y no como lubricante en la inmensa mayoría de los contactos entre los minerales que más comúnmente forman los suelos; por ejemplo, el coeficiente de fricción entre dos superficies de cuarzo seco oscila entre 0.17 y 0.20, pero si el cuarzo está húmedo, el coeficiente de fricción se eleva a algo comprendido entre 0.36 y 0.41. En segundo lugar, la cantidad de agua que se requiere para producir una lubricación completa entre las partículas de cualquier suelo es sorprendentemente

pequeña, de tal suerte que puede afirmarse que, dejando a un lado regiones excepcionalmente secas, cualquier suelo la posee en cualquier parte; cantidades adicionales de agua ya no modifican la interacción mecánica entre los granos. Por otra parte, es un hecho experimental que la relación entre lluvia y fallas existe tanto en regiones húmedas, en que los contenidos de agua de los suelos son relativamente altos, como en las más secas, en las que si pudiera invocarse un efecto de humedecimiento.

Así pues, parece que los mecanismos de actuación del agua hay que buscarlos en fenómenos de otra naturaleza y, por cierto, éstos abundan. En primer lugar, si los vacíos del suelo están parcialmente llenos de aire y el contenido de agua del suelo aumenta substancialmente, se elimina parte de la tensión superficial en el interior de la masa, la cual proporcionaba al conjunto una cohesión aparente que contribuía a la estabilidad (ver capítulo 4, de esta obra). En segundo lugar, el aumento del contenido de agua del suelo se refleja en un aumento de su peso, lo cual puede tener repercusiones en la estabilidad general de la masa. En tercer lugar, un flujo de agua puede afectar la estabilidad de una masa de suelo al disolver cementantes naturales que pudieran existir; éste es el caso típico de los loess, en los que frecuentemente los granos se encuentran cementados por carbonatos de calcio solubles.

En añadidura a los tres efectos anteriores, el agua que penetra en una masa de suelo y fluye a su través tiene un cuarto efecto que suele ser, con mucho, el que más influye en su estabilidad. Este es la elevación del nivel piezométrico que tiene lugar como consecuencia del flujo, la que, a su vez, trae consigo un aumento en las presiones neutrales del agua en el suelo, con la correspondiente disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del mismo.

El nivel piezométrico de una cierta masa de suelo es el lugar geométrico de las elevaciones que alcanzaría el agua en un conjunto de piezómetros instalados en dicha masa. Si  $h$  es la elevación piezomé-



trica en un determinado punto de la masa, la presión de poro del agua en ese punto valdrá:

$$u = h \gamma_w \quad (7-1)$$

La resistencia al esfuerzo cortante del suelo en ese punto será (capítulo I):

$$s = c + (\sigma - h \gamma_w) \tan \phi = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (7-2)$$

La expresión (7-2) ilustra claramente la disminución en resistencia que se tiene con cualquier aumento de  $h$ .

Cada época de lluvias suele traer consigo una elevación de  $h$  y, correspondientemente, un descenso del factor de seguridad de la ladera o el talud; estos cambios periódicos pueden no tener ninguna influencia importante en las condiciones de estabilidad consideradas dentro del marco de la vida útil de la estructura, a no ser que el proceso continuado de aumento y disminución de los esfuerzos actuantes y el opuesto en la resistencia produzcan un descenso gradual e irreversible de la resistencia o que un aumento excepcional del contenido de agua haga disminuir también excepcionalmente el parámetro cohesión. Degradaciones de la resistencia con el tiempo han sido mencionadas en el capítulo VI de esta obra. Skempton (Ref. 2) ha hecho una singular aplicación cuantitativa de estas ideas al caso de la arcilla de Londres; de acuerdo con un análisis estadístico y con el cálculo, un talud vertical de esta arcilla con 6 ó 7 metros de altura se sostiene durante varias semanas, pero un talud 2:1 de la misma altura permanece incólume durante 10 ó 20 años y uno 3:1, siempre dentro de las mismas condiciones, puede permanecer 50 años sin falla. El propio Skempton ha señalado que en

la arcilla de Londres difícilmente se encuentra ladera natural cuya inclinación exceda al talud 6:1. El efecto de los cambios estructurales progresivos y de la degradación de la resistencia en el material constitutivo de una ladera o un talud es probablemente muy importante muchas veces, pero siempre resulta muy difícil de anticipar; la parte que los cambios en el contenido de agua o el flujo puedan tener en tales efectos constituye uno de los factores más difíciles de establecer cuando se analiza la influencia del agua, pero sin duda éste no debe ser de los de menor importancia.

Finalmente, dentro de la breve revista que se ha hecho de las razones por las cuales el agua puede afectar la estabilidad de una masa de tierra, conviene citar el vaciado rápido (Ref. 3), la licuación y todo el conjunto de fenómenos a través de los que puede producirse tubificación y erosión interna. En los capítulos alusivos de esta obra se ha hecho ya referencia a estos fenómenos.

La actitud de los ingenieros en relación al agua que se infiltra en el subsuelo y afecta sus obras puede expresarse por uno de los dos siguientes criterios:

1. Mantener el agua alejada de las zonas en que puede hacer daño.

2. Controlar el agua que entre a las zonas peligrosas por métodos de conducción y eliminación, que reciben el nombre genérico de métodos de subdrenaje (para distinguirlos de los encasillados bajo la denominación de métodos de drenaje, que se refieren al control de las aguas superficiales).

Frecuentemente se utilizan soluciones en que se combinan de alguna manera los dos criterios señalados. Los dentellones, los delantales impermeables, las pantallas de inyección, etc., son estructuras que pueden servir de ejemplo al primer criterio. Este capítulo se referirá más bien a obras concebidas con el



Efecto de la falla de drenaje lateral en un camino.

segundo, en las que se parte de la base de que el agua ha entrado y se trata de encauzarla y eliminarla sin que cause daños, no permitiéndole, por ejemplo, el desarrollo de presiones perjudiciales.

La mayor parte de los problemas que el agua subterránea causa en las vías terrestres están ligadas a saturación incontrolada y desarrollo de presiones de poro no previstas. Frecuentemente la acción capilar del agua juega importante papel.

Apenas puede haber duda de que, hablando en términos generales, son más prometedoras en el campo de las vías terrestres las soluciones fundadas en el segundo de los criterios arriba enlistados. Es dudoso que el ingeniero pueda lograr por ningún procedimiento que el agua deje de ir a donde la impulsan sus fuerzas naturales; podrá a lo sumo hacer más difícil la jornada y esto fácilmente puede tener resultados contraproducentes para sus intenciones, pues el agua constreñida y obstaculizada desarrollará más fácilmente presiones de poro inconvenientes. En todo caso, sólo a costos que resultan irrazonables en las vías terrestres en la mayoría de los casos, podrá el ingeniero pensar haber opuesto a la marcha del agua obstáculos de significación.

Es seguramente mejor criterio aceptar la presencia del agua y sus caprichos, dotando a las estructuras de tierra de obras interiores de encauzamiento y eliminación que proporcionen al agua caminos más fáciles por dónde ir, pero por los que fluya libremente, en forma gravitacional, a las presiones más bajas que sea posible. Con este criterio deberán contemplarse todos los métodos de subdrenaje que más adelante se exponen.

## VII-2 AGUA SUBTERRANEA

El agua que se encuentra en el subsuelo tiene usualmente cualquiera de 3 orígenes. En primer lugar, puede ser meteórica, caída de la atmósfera en forma de lluvia o nieve. En segundo lugar, puede ser agua de *formación*, que es la que ocupa los espacios entre sedimentos que quedaron en el fondo de océanos y lagos; esta agua es generalmente salada, pues los sedimentos formados en aguas marinas son los más abundantes entre los que hoy pueden encontrarse. Finalmente, se tiene el agua magmática o juvenil producto de la actividad volcánica, de la magmática o de la condensación de vapores derivados de magmas profundos. Probablemente esta agua es mucho más abundante de lo que en principio pudiera sospecharse y para comprenderlo así basta considerar que el 90% del producto total arrojado por los volcanes es vapor de agua, lo que da idea de la abundancia de las aguas magmáticas, independientemente de que una buena parte de ese vapor debe haber sido suministrado al volcán por diversas fuentes superficiales y subterráneas.

La cantidad de agua que penetra a la tierra queda determinada por varios factores (Ref. 4):

1. Cantidad y tipo de precipitación.
2. Ritmo de precipitación. Cuando más rápidamente cae la lluvia, menos agua penetra, pues se satura la superficie del terreno.
3. Declive superficial. La infiltración es mayor en terrenos más planos, a los que corresponden velocidades de escurrimiento superficial menores.
4. La porosidad de los suelos y las rocas.
5. La permeabilidad de los suelos y las rocas. Una formación muy porosa no es necesariamente muy permeable. La arcilla, por ejemplo, es muy porosa y muy poco permeable.
6. La estructuración de suelos y rocas, especialmente en lo que se refiere a fracturación, estratigrafía y a la secuencia de los estratos permeables y los impermeables.
7. Cantidad y tipo de vegetación.
8. Humedad atmosférica. Si la humedad es baja, gran parte del agua caída se evapora antes de penetrar en el terreno.

El agua subterránea puede almacenarse de varias maneras. La mayor parte se encuentra en los vacíos entre las partículas de suelo o en las cavidades, fracturas y fallas de las rocas; una parte menor puede formar ríos o lagos subterráneos. A veces, el propio almacenamiento de agua subterránea modifica con el paso del tiempo suficiente las condiciones en que el mismo tiene lugar; por ejemplo, al sellar cavidades, poros o fracturas con sustancias disueltas en la propia agua subterránea.

Al estudiar el régimen de aguas subterráneas, su almacenamiento, sus movimientos y su afloramiento eventual, juegan un papel fundamental consideraciones de orden geológico, tanto referentes a características de superficie, como a las formaciones más profundas. En primer lugar, han de considerarse los tipos de las unidades de suelos y rocas presentes; la presencia de sedimentos no consolidados, tales como gravas, arena o formados por mezclas de estos materiales es muy importante, pues por su permeabilidad, estas unidades son susceptibles de almacenar mucha agua. Formaciones acuíferas son comunes en aluviones de río, a lo largo de corrientes actuales, pero también lo son en valles fluviales abandonados o enterrados, en lugares planos en que se depositan abanicos de aluvión, en depósitos glaciales, en delantales marinos y en grandes formaciones de depósitos de talud.

Existen otros tipos de formaciones en que es posible encontrar agua en volúmenes muy apreciables. Las calizas, por ejemplo, son muy variables como formaciones acuíferas, pues su porosidad depende mucho de su disolución interna, pero cuando ésta es importante, pueden dar lugar a abundantes manantiales, ríos subterráneos, etc. Las rocas volcánicas suelen albergar también manantiales; a veces, su porosidad es muy grande, pero sus poros no necesariamente están intercomunicados. El agua corre en ellas sobre

segundo, en las que se parte de la base de que el agua ha entrado y se trata de encauzarla y eliminarla sin que cause daños, no permitiéndole, por ejemplo, el desarrollo de presiones perjudiciales.

La mayor parte de los problemas que el agua subterránea causa en las vías terrestres están ligadas a saturación incontrolada y desarrollo de presiones de poro no previstas. Frecuentemente la acción capilar del agua juega importante papel.

Apenas puede haber duda de que, hablando en términos generales, son más prometedoras en el campo de las vías terrestres las soluciones fundadas en el segundo de los criterios arriba enlistados. Es dudoso que el ingeniero pueda lograr por ningún procedimiento que el agua deje de ir a donde la impulsan sus fuerzas naturales; podrá a lo sumo hacer más difícil la jornada y esto fácilmente puede tener resultados contraproducentes para sus intenciones, pues el agua constreñida y obstaculizada desarrollará más fácilmente presiones de poro inconvenientes. En todo caso, sólo a costos que resultan irrazonables en las vías terrestres en la mayoría de los casos, podrá el ingeniero pensar haber opuesto a la marcha del agua obstáculos de significación.

Es seguramente mejor criterio aceptar la presencia del agua y sus caprichos, dotando a las estructuras de tierra de obras interiores de encauzamiento y eliminación que proporcionen al agua caminos más fáciles por donde ir, pero por los que fluya libremente, en forma gravitacional, a las presiones más bajas que sea posible. Con este criterio deberán contemplarse todos los métodos de subdrenaje que más adelante se exponen.

## VII-2 AGUA SUBTERRANEA

El agua que se encuentra en el subsuelo tiene usualmente cualquiera de 3 orígenes. En primer lugar, puede ser meteórica, caída de la atmósfera en forma de lluvia o nieve. En segundo lugar, puede ser agua de formación, que es la que ocupa los espacios entre sedimentos que quedaron en el fondo de océanos y lagos; esta agua es generalmente salada, pues los sedimentos formados en aguas marinas son los más abundantes entre los que hoy pueden encontrarse. Finalmente, se tiene el agua magmática o juvenil producto de la actividad volcánica, de la magmática o de la condensación de vapores derivados de magmas profundos. Probablemente esta agua es mucho más abundante de lo que en principio pudiera sospecharse y para comprenderlo así basta considerar que el 90% del producto total arrojado por los volcanes es vapor de agua, lo que da idea de la abundancia de las aguas magmáticas, independientemente de que una buena parte de ese vapor debe haber sido suministrado al volcán por diversas fuentes superficiales y subterráneas.

La cantidad de agua que penetra a la tierra queda determinada por varios factores (Ref. 4):

1. Cantidad y tipo de precipitación.
2. Ritmo de precipitación. Cuando más rápidamente cae la lluvia, menos agua penetra, pues se satura la superficie del terreno.
3. Declive superficial. La infiltración es mayor en terrenos más planos, a los que corresponden velocidades de escurrimiento superficial menores.
4. La porosidad de los suelos y las rocas.
5. La permeabilidad de los suelos y las rocas. Una formación muy porosa no es necesariamente muy permeable. La arcilla, por ejemplo, es muy porosa y muy poco permeable.
6. La estructuración de suelos y rocas, especialmente en lo que se refiere a fracturación, estratigrafía y a la secuencia de los estratos permeables y los impermeables.
7. Cantidad y tipo de vegetación.
8. Humedad atmosférica. Si la humedad es baja, gran parte del agua caída se evapora antes de penetrar en el terreno.

El agua subterránea puede almacenarse de varias maneras. La mayor parte se encuentra en los vacíos entre las partículas de suelo o en las cavidades, fracturas y fallas de las rocas; una parte menor puede formar ríos o lagos subterráneos. A veces, el propio almacenamiento de agua subterránea modifica con el paso del tiempo suficiente las condiciones en que el mismo tiene lugar; por ejemplo, al sellar cavidades, poros o fracturas con sustancias disueltas en la propia agua subterránea.

Al estudiar el régimen de aguas subterráneas, su almacenamiento, sus movimientos y su afloramiento eventual, juegan un papel fundamental consideraciones de orden geológico, tanto referentes a características de superficie, como a las formaciones más profundas. En primer lugar, han de considerarse los tipos de las unidades de suelos y rocas presentes; la presencia de sedimentos no consolidados, tales como gravas, arena o formados por mezclas de estos materiales es muy importante, pues por su permeabilidad, estas unidades son susceptibles de almacenar mucha agua. Formaciones acuíferas son comunes en aluviones de río, a lo largo de corrientes actuales, pero también lo son en valles fluviales abandonados o enterrados, en lugares planos en que se depositan abanicos de aluvión, en depósitos glaciales, en delantales marinos y en grandes formaciones de depósitos de talud.

Existen otros tipos de formaciones en que es posible encontrar agua en volúmenes muy apreciables. Las calizas, por ejemplo, son muy variables como formaciones acuíferas, pues su porosidad depende mucho de su disolución interna, pero cuando ésta es importante, pueden dar lugar a abundantes manantiales, ríos subterráneos, etc. Las rocas volcánicas suelen albergar también manantiales; a veces, su porosidad es muy grande, pero sus poros no necesariamente están intercomunicados. El agua corre en ellas sobre



Típico depósito de talud.

todo a través de grietas formadas al enfriarse, fracturas causadas por deformación y en las soluciones de continuidad entre derrames lávicos sucesivos.

Las rocas ígneas cristalinas y las rocas metamórficas suelen ser las menos abundantes en agua y la que se encuentre procederá de sus fracturas.

Las arcillas y los suelos arcillosos son capaces de almacenar enormes cantidades de agua, según se ha comentado constantemente en esta obra.

La Fig. VII-1 (Ref. 5) muestra esquemáticamente las diversas formas en que el agua puede estar en el subsuelo.

Cerca de la superficie está la zona de aireación, en la que los poros del suelo contienen aire y agua; esta agua se denomina vadosa y constituye el contenido de agua de los suelos, en el sentido de la Mecánica de Suelos. El espesor de la zona de aireación

puede variar desde cero hasta cientos de metros, en zonas particularmente áridas y de relieve abrupto. Bajo la zona de aireación está la de saturación, en la que los poros del suelo están llenos de agua. La frontera entre las dos zonas es el nivel freático, lugar geométrico de los puntos en que la presión del agua es la atmosférica. Bajo el nivel freático, la zona de saturación puede extenderse centenares de metros, si bien conteniendo cada vez menos agua al aumentar la profundidad, pues los vacíos se van cerrando por el peso de las masas suprayacentes.

Ocasionalmente se forman zonas locales de saturación sobre estratos impermeables, dando lugar a un nivel freático suspendido (Fig. VII-1). También puede suceder que el nivel freático subyazga a un estrato impermeable, formando un estrato confinado, donde es probable la presencia de agua artesiana, a

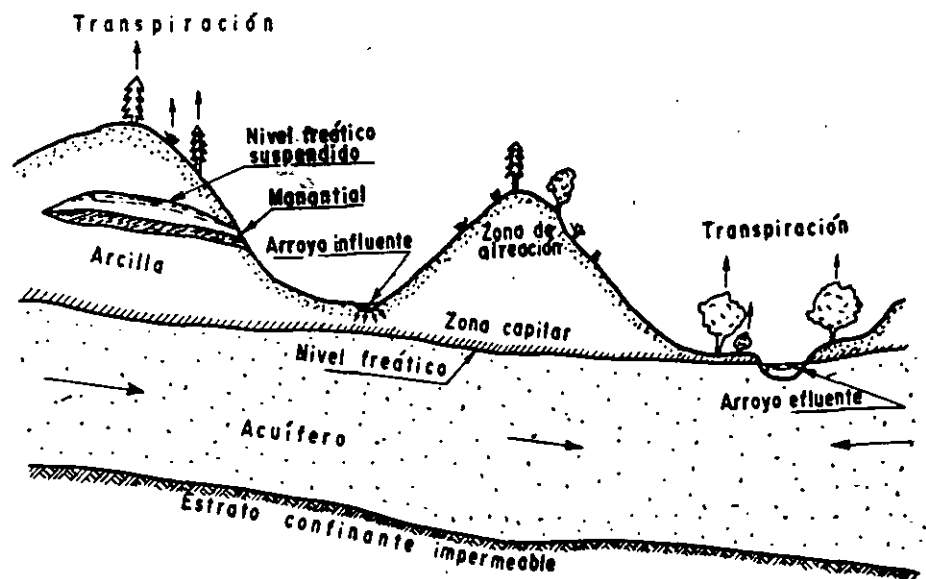


Figura VII-1. Formas de agua subterránea (Ref. 5).

causa del peso del suelo suprayacente y de la carga hidrostática que usualmente existe. Si se instala un piezómetro en el estrato acuífero confinado, el agua subirá hasta el nivel piezométrico, concepto equivalente en este caso al nivel freático; cuando este nivel piezométrico queda por arriba de la superficie del terreno se tiene un estrato artesiano propiamente dicho.

En la zona de aireación el agua puede ser gravitacional, capilar o higroscópica. De estas tres, la capilar es la susceptible de mayores variaciones.

La mayoría del agua en las zonas de aireación y saturación proviene de la precipitación atmosférica. Los modos por los que esta agua penetra en el subsuelo a través de la zona de aireación son muy variados y están gobernados por leyes muy complicadas y complejas. Las fuerzas de gravedad, de tensión superficial y aun atracciones moleculares y fuerzas osmóticas juegan importante papel. Los movimientos de penetración suelen ser rápidos en la zona de aireación, pero en la de saturación son necesariamente muy lentos y dependen del reacomodo de grandes masas de agua. En el capítulo I de esta obra se mencionaron las leyes fundamentales que rigen el movimiento de las aguas en la zona de saturación.

La configuración del nivel freático depende mucho de la forma del relieve superficial, el cual reproduce, si bien con contornos menos abruptos; también depende de la permeabilidad del terreno y del abastecimiento de agua. Generalmente se aleja de la superficie del terreno bajo colinas y elevaciones y se acerca a ella en los valles y, muy especialmente, en los ríos y en los lagos.

Es usual que los períodos de sequía traigan abatimientos importantes del nivel freático, en tanto que se eleva mucho tras períodos de fuertes lluvias. Estas fluctuaciones suelen ser aún más marcadas en terrenos granulares permeables. Hay ocasiones en que el nivel freático se abate tanto que ciertos ríos y lagos pierden agua por infiltración hacia abajo (influentes). La condición normal es, naturalmente, que el nivel freático proporcione agua a estos depósitos naturales y que dicho nivel coincida con su superficie libre (ríos y lagos efluentes), siendo éste otro caso en que la creencia común, según la cual el agua subterránea recoge fuertes aportaciones de ríos y lagos, no se comprueba por los hechos, ocurriendo más bien lo contrario.

La elevación del nivel freático tras lluvia siempre es menor que la altura de la precipitación, siendo la diferencia la escorrentía superficial, la evaporación, la absorción de la vegetación y la absorción en la zona de aireación. La Fig. VII-2 (Ref. 6) muestra las diferencias regionales que es posible encontrar en los valles fluviales, según que los ríos sean influentes o efluentes, en el sentido arriba definido. En el caso de corrientes efluentes, que es el a de la figura, el nivel freático se encontrará relativamente alto en las laderas del valle, con inclinación hacia el río, con el que va coincidir finalmente. Por el contrario, en los ríos influentes el nivel freático

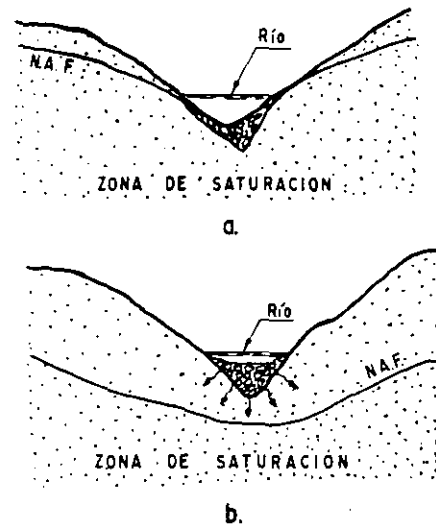


Figura VII-2. Ríos influentes y efluentes. Diferencia en el N. A. F. regional.

estará muy abajo en las laderas del valle, con todo lo que ello signifique para la construcción de vías terrestres que se desarrollen por ellas. Es claro que los problemas ligados a uno u otro tipo de valles serán bien distintos cuando hayan de excavarse cortes en las laderas, por lo que convendrá siempre definir el tipo geológico del valle de que se trata para normar adecuadamente el criterio de proyecto y construcción.

La Fig. VII-3 muestra un perfil geológico típico de los que propician la formación de un nivel freático suspendido, que puede ser causa de presencia de grandes cantidades de agua en laderas en que no se sospecharía tal, de no tener en cuenta esta condición. Huelga decir que una exploración geológica oportuna que permita anticipar esta situación puede evitar muchos problemas durante la etapa de construcción o de conservación de cualquier vía terrestre que se construya en esos tipos de ladera.

Donde más probabilidad hay de encontrar grandes cantidades de agua en las laderas naturales constituidas por materiales porosos y en las zonas planas de los valles, es en las cuencas subterráneas cerradas, un ejemplo de las cuales se ve en la Fig. VII-4.

Esta condición es mucho más frecuente de lo que a primera vista pudiera pensarse y, de hecho, aparece en casi todos los grandes anfiteatros naturales constituidos por zonas planas rodeadas de montañas formadas por rocas cristalinas impermeables. A veces estas cuencas son de muy considerable extensión y constituyen excelentes fuentes de aprovisionamiento de agua para uso humano.

La Fig. VII-5 muestra algunos casos muy típicos y esquematizados de perfiles geológicos que propician la aparición de agua en laderas naturales. De ninguna manera se pretende agotar los perfiles posibles, que son de variedad infinita, sino simplemente ilustrar el tipo de secuencia geológica que es común encontrar en conexión con problemas de subdrenaje en vías terrestres.

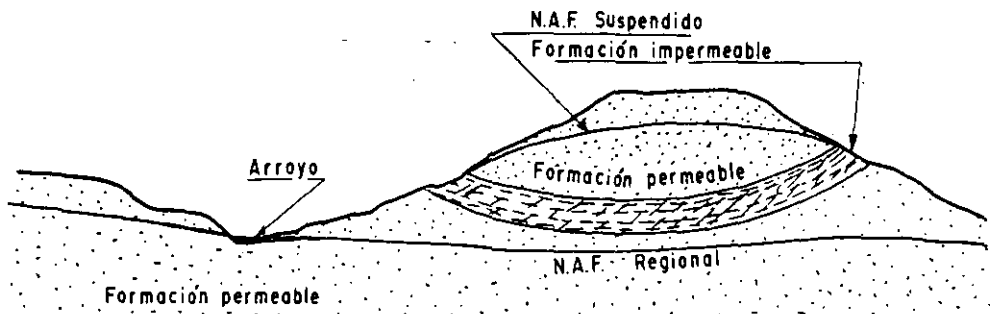


Figura VII-3. Un perfil geológico que propicia la formación de un N. A. F. suspendido.

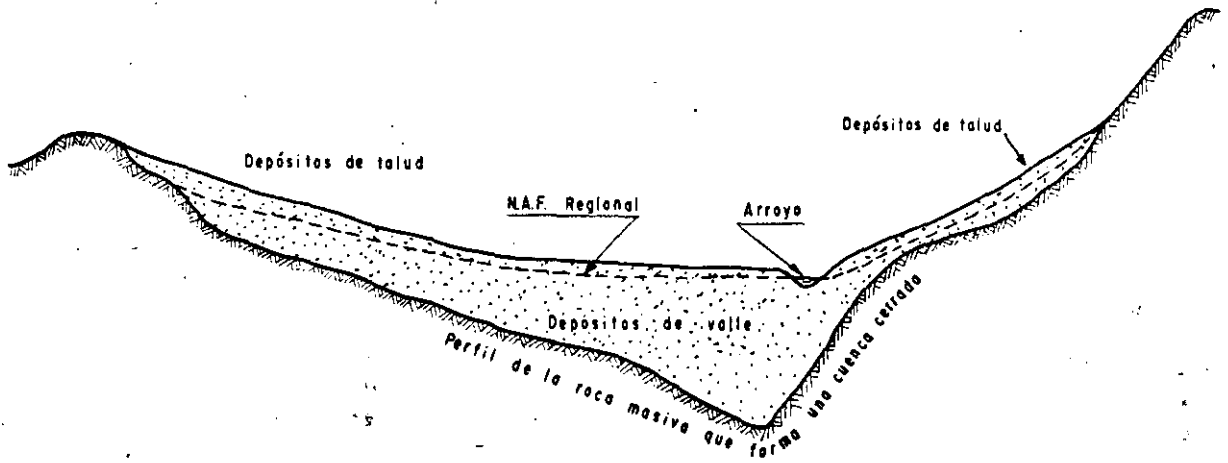
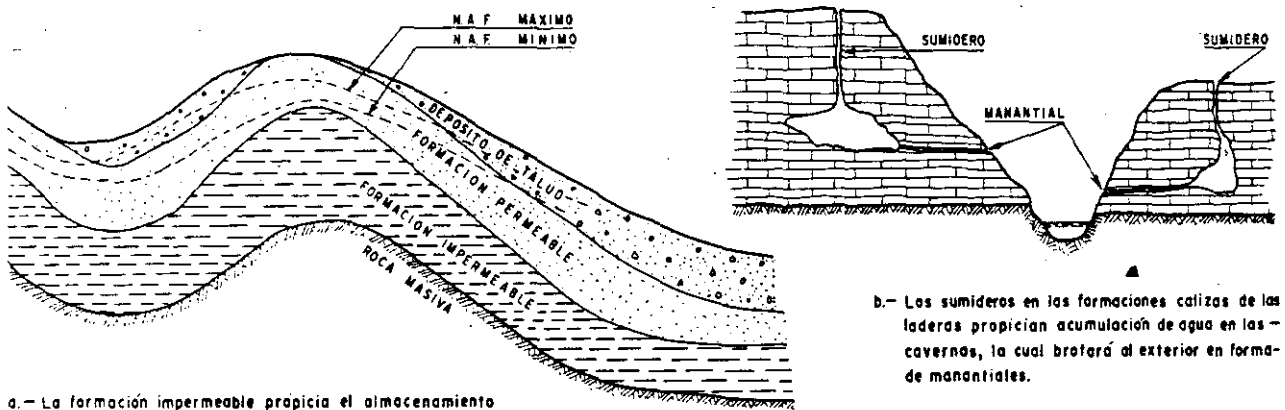
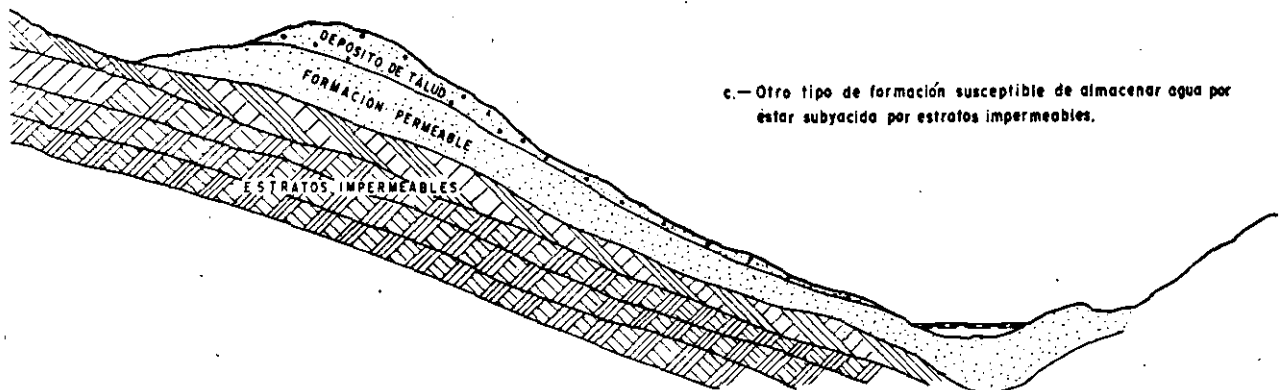


Figura VII-4. Cuenca subterránea cerrada.



a.- La formación impermeable propicia el almacenamiento de agua en las formaciones permeables y en los depósitos de talud.

b.- Los sumideros en las formaciones calizas de las laderas propician acumulación de agua en las cavernas, la cual brotará al exterior en forma de manantiales.



c.- Otro tipo de formación susceptible de almacenar agua por estar subyugada por estratos impermeables.

Figura VII-5. Ejemplos de formaciones típicas que propician el almacenamiento de agua en laderas naturales.

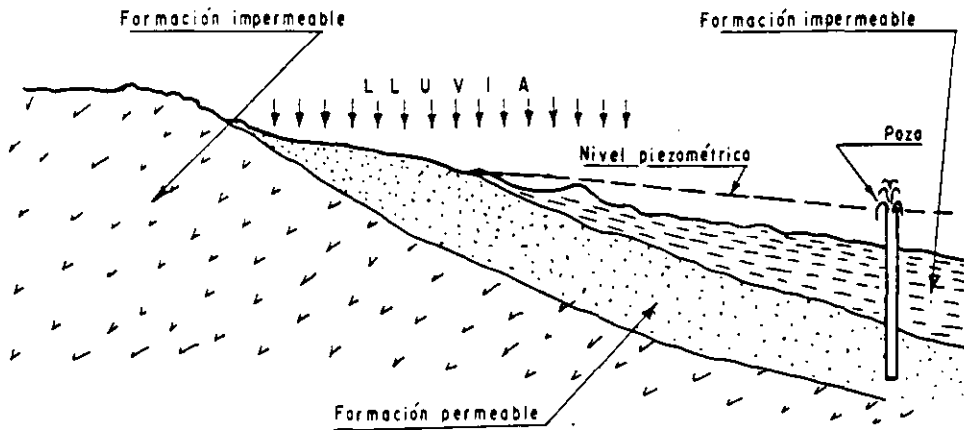


Figura VII-6. Perfil geológico de un estrato artésiano.

La Fig. VII-6 muestra un perfil típico que conduce a la aparición de artesianismo. Un pozo perforado en tal acuífero sería un pozo artésiano en el que el agua brotaría por sí misma.

Donde el nivel de aguas freáticas intercepta a la superficie del terreno o donde puede aflorar agua artésiana se produce un manantial. La Fig. VII-7

reproduce algunas de las condiciones que más comúnmente conducen a la aparición de manantiales en laderas naturales.

Las flechas indican el lugar de aparición probable de agua. Un indicio de aparición de agua suele ser también la existencia de plantas y árboles preferentemente concentrados en una zona.

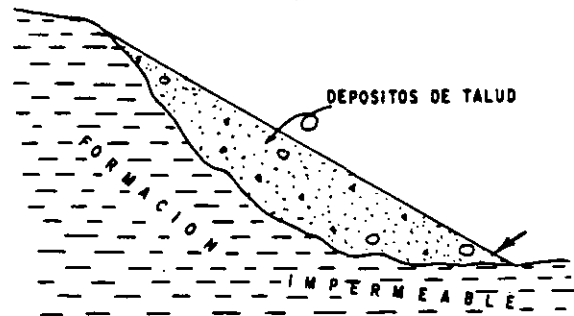
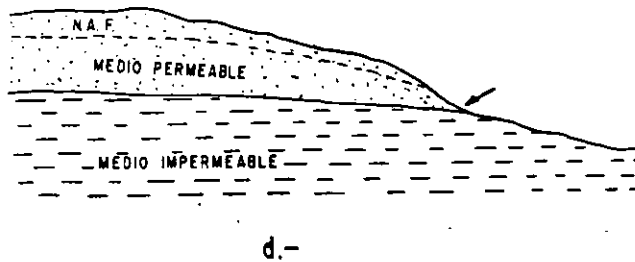
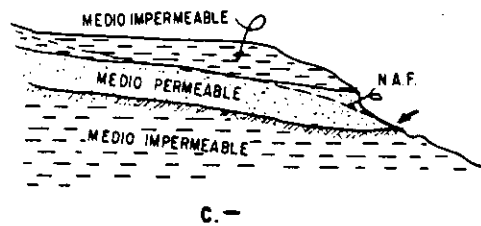
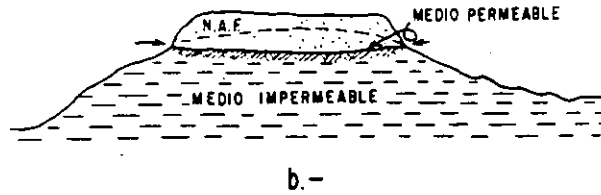
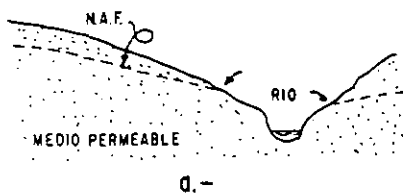


Figura VII-7. Ejemplo de formaciones que propician la aparición de manantiales en las laderas.



Nivel freático somero al pie de un corte.

### VII-3 DISEÑO DE FILTROS (Ref. 7)

Todas las obras conectadas con la construcción de vías terrestres, han de hacerse de o sobre suelos o rocas que usualmente contienen agua. Las formaciones rocosas sanas suelen poder drenarse simplemente permitiendo que el agua salga libremente a zonas abiertas, tales como pozos de drenaje o túneles; estos materiales tienen la suficiente cohesión para permitir el paso del agua a su través sin que se produzcan erosiones nocivas. Pero los suelos o las rocas muy intemperizadas pueden ser fácilmente erosionados por las fuerzas que produce el agua al fluir a su través; si estos procesos se permiten sin restricción terminarán por desembocar en verdaderos problemas de erosión interna y tubificación. Así, todas las superficies a través de las que el agua salga al exterior deberán protegerse en los suelos, de manera que el agua pueda aflorar con facilidad, pero buscando también que las partículas del suelo queden en su lugar.

Los materiales encargados de la doble misión de permitir el paso franco del agua hacia el exterior y de impedir el arrastre de las partículas del suelo protegido se llaman materiales de filtro o, más simplemente, filtros.



Afloramiento de agua al pie de una ladera fallada.

Muchos son los materiales que se utilizan hoy para tal misión; la tela, el papel, la fibra de plástico o de vidrio figuran entre ellos, pero por razones de economía sobre todo, en las vías terrestres es predominante la utilización de agregados naturales, del tamaño de la arena y la grava. Estos materiales naturales, cuando son de buena calidad son prácticamente indestructibles y eternos, en comparación a la vida útil de la obra; cuando se colocan convenientemente, tienen magnífico comportamiento tanto como filtros, como en lo que se refiere a resistencia y compresibilidad. Finalmente, son abundantes en la naturaleza, de manera que su obtención y su manipulación suelen ser comparativamente baratas. Su utilización suele estar combinada con la de tubos manufacturados, perforados o no, los que normalmente proporcionan la canalización y eliminación de las aguas.

Para cumplir su papel protector de filtro en forma conveniente, justificando la inversión que en ellos se haga, los materiales granulares naturales deben cumplir algunos requerimientos básicos que se han ido imponiendo por un efecto combinado de base teórica y, muchas veces, experimental. Estos requerimientos deben ser estrictamente guardados so pena de hacer inútil todo el trabajo y el gasto relacionados con ellos. Pocas veces se tiene en la tecnología de las vías terrestres tan poco margen para el descuido o el error como el que se tiene en la elección, tratamiento y colocación de materiales granulares utilizados como filtros.

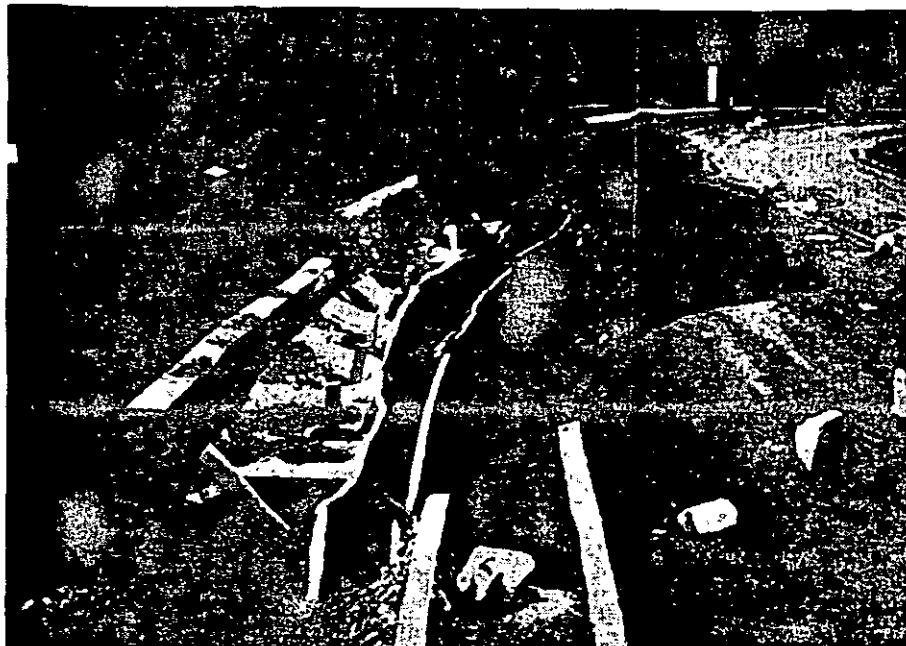
Muchos de los requerimientos que se imponen a los materiales de filtro son de naturaleza granulométrica y se refieren a su graduación. Otros, muy importantes, tienen que ver con el cuidado en la manipulación y colocación, para evitar contaminaciones y segregaciones. Puede haber también requerimientos de compactación, para reducir la posibilidad de que se presenten cambios en la graduación granulométrica por invasión de finos procedentes del suelo por proteger.

Como se ha indicado ya en el capítulo V de esta obra, los filtros deben satisfacer dos requerimientos contradictorios:

1. Los espacios entre las partículas del filtro en contacto con el suelo por proteger deben ser suficientemente pequeños como para que los finos de aquel no penetren en él.
2. Los espacios entre las partículas del filtro deben ser lo suficientemente grandes como para que el conjunto tenga la permeabilidad necesaria para que el agua pueda moverse libremente a su través y fluir rápidamente hacia el exterior, sin generar presiones de poro indeseables.

La confrontación de estos dos criterios pueden conducir, como se explicó en el antecedente a que se ha hecho referencia a un filtro de más de una capa, en el que cada una va teniendo mayor permeabilidad, según va quedando más lejos del suelo por proteger. Estos son los filtros compuestos o graduados, que pueden llegar a exigir tres y cuatro capas.





Falla de un muro de retención por la falta de material drenante en el respaldo.

Su uso debe tender a evitarse en las vías terrestres por razones de costo y de facilidad de construcción; pero esto no siempre es posible, según se comentará en lo que sigue.

Se analizarán ahora los principales conceptos y conclusiones relativos al diseño de filtros, tratando por separado los dos requerimientos que han quedado consignados en párrafos precedentes.

#### A. Prevención de la erosión interna y de la tubificación

La primera regla para evitar la tubificación y la erosión interna es que las partículas del suelo no queden expuestas a espacios abiertos cuyo tamaño sea mayor que ellas mismas. En la Ref. 8 se hace un muy interesante estudio de la influencia de grietas y fisuras en el subsuelo rocoso profundo, que condicionan la forma del relieve superficial, al fugarse a su través cantidades apreciables de suelos más finos (límos, arenas, gravas, etc.) suprayacentes a aquellos accidentes.

La segunda regla a tomar en cuenta es el sellado de cualesquiera grietas, juntas de construcción, contacto entre materiales diversos, etc., que pueda haber en los elementos estructurales de que se haga uso en el drenaje general, tales como ductos y alcantarillas; por una grieta mal sellada pueden ocurrir infiltraciones muy serias bajo gradientes hidráulicos muy elevados, como consecuencia de las cuales llegan a formarse grandes socavones que hacen inútil la presencia de cualquier filtro.

A continuación se presentan algunos criterios concretos, de tipo granulométrico con base en la experiencia.

Si los vacíos en los filtros son suficientemente pequeños para impedir el movimiento a su través de

una partícula cuyo tamaño sea el  $D_{85}$  del suelo por proteger, se acepta con base en la experiencia que todo el suelo por proteger será debidamente retenido en su posición. En otras palabras, se considera tolerable que un 15% en peso del suelo por proteger tenga tamaño menor que los vacíos que dejen entre sí las partículas del filtro.

Investigaciones dirigidas por Terzaghi y Casagrande (Ref. 9) han establecido la siguiente regla para relacionar al material de filtro con el material por proteger:

$$\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del suelo}} < 4 \text{ ó } 5 < \frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del suelo}} \quad (7-1)$$

Al cumplir la primera de las desigualdades anteriores se acepta que se evita la migración de las partículas finas del material por proteger hacia los huecos del material filtrante.

La segunda desigualdad incluida en la fórmula (7-1) garantiza, según la experiencia, la suficiente permeabilidad al filtro como para que no se desarrolen en él fuerzas de filtración de importancia o presiones de poro indeseables.

Los trabajos mencionados en la Ref. 9 fueron verificados por investigación experimental llevada a cabo por el U.S. Army Corps of Engineers (Ref. 10) y por el U.S. Bureau of Reclamation (Ref. 11). Como consecuencia de tales estudios surgieron algunas normas adicionales para prevenir la migración del suelo por proteger al filtro. El U.S. Army Corps of Engineers seleccionó al número 5 en la parte intermedia de la fórmula (7-1) como valor a usar y estableció, además, la siguiente norma adicional:

$$\frac{D_{50} \text{ del filtro}}{D_{50} \text{ del suelo}} \leq 25 \quad (7-2)$$

Todavía se añade que los criterios anteriores difícilmente garantizan protección a las arcillas de alta plasticidad, que en general requerirán filtros de varias capas. Para estos suelos el  $D_{15}$  del filtro suele ser del orden de 0.4 mm y el criterio expresado por la fórmula (7-2) no se considera aplicable. El hacer a un lado tal criterio puede conducir al filtro de una sola capa, pero en tal caso deberá usarse un material muy bien graduado, que no se segregue y con un coeficiente de uniformidad menor que 20.

El U.S. Bureau of Reclamation recomendó, como consecuencia de sus verificaciones, que las curvas granulométricas del filtro y el suelo por proteger sean sensiblemente paralelas, a lo que tiende esencialmente la norma incluida en la ecuación (7-2).

Sherard y sus colaboradores (Ref. 12) añaden la precaución de que cuando el suelo por proteger contiene abundante grava, la curva granulométrica a tomar en cuenta en la aplicación de las fórmulas anteriores es la del material menor de 2.5 cm (una pulgada), eliminando el de mayor tamaño.

Los resultados de todos los estudios efectuados indican que la combinación de las reglas indicadas en las fórmulas (7-1) y (7-2) impiden la erosión interna y la tubificación aun en las condiciones más severas o en los casos de capas horizontales de suelo granular que sobreyacen a capas de material más fino, situación común en pavimentos.



Falla de un muro en la que se aprecia la falta de tubería drenante y de material de filtro en su respaldo.

## B. Prevención de la obstrucción de perforaciones en tuberías o de fugas de partículas finas del filtro a través de ellas

En los sistemas de subdrenaje es muy frecuente que en el interior de los filtros haya tubería perforada con huecos circulares o ranurada, con el objeto de recolectar y eliminar rápidamente las aguas. Se plantea la necesidad de que el material del filtro sea lo suficientemente grueso como para que no se fugue a través de tales perforaciones y para que no las obstruya.

Al respecto, el U.S. Corps of Engineers (Ref. 13) recomienda los siguientes criterios:

Para ranuras:

$$\frac{D_{85} \text{ del filtro}}{\text{Ancho de la ranura}} > 1.2 \quad (7-3)$$

Para perforaciones circulares:

$$\frac{D_{85} \text{ del filtro}}{\text{Diámetro del agujero}} > 1.0 \quad (7-4)$$

El U.S. Bureau of Reclamation (Ref. 14) proporciona la siguiente regla:

$$\frac{D_{85} \text{ del filtro (en la vecindad del tubo)}}{\text{Máxima perforación del tubo}} \geq 2.0 \quad (7-5)$$

En la Ref. 15 se proporciona la norma:

$$\frac{D_{85} \text{ del filtro}}{\text{Máxima perforación del tubo}} \geq 1.5 \quad (7-6)$$

Como se ve, no existe una concordancia plena entre los diversos criterios recomendados por quienes han hecho trabajo experimental; por otra parte, las discrepancias entre las recomendaciones anteriores tampoco son significativas. Seguramente cualquiera de las reglas arriba anotadas garantiza un funcionamiento adecuado, sin que el material del filtro se fugue por las perforaciones del tubo.

## C. Requerimientos de permeabilidad en el material del filtro

Se trata ahora de seleccionar el material del filtro de manera que se garantice suficiente capacidad de descarga como para eliminar rápida y eficazmente las aguas que se colecten, sin que se generen fuerzas de filtración o presiones perjudiciales.

Como ya se indicó la segunda desigualdad contenida en la expresión (7-1) busca ya garantizar esa permeabilidad necesaria.

En general debe buscarse que los filtros sean por lo menos 20 ó 25 veces más permeables que el suelo

por proteger. Este requerimiento en cuanto a coeficiente de permeabilidad deberá complementarse dotando al filtro de una descarga suficientemente libre hidráulicamente hablando, pues es relativamente común que instalaciones de filtros muy costosas y eficientes queden parcialmente anuladas por salidas defectuosas, en las que se ponen obstáculos al agua. Este problema merece particular atención en capas drenantes bajo pavimentos o en capas rompedoras de capilaridad, que se detallan más adelante; en estos casos los problemas de salida pueden ser graves.

A veces la capacidad hidráulica de un dren puede incrementarse bastante recurriendo a un filtro de más de una capa y en la Ref. 16 se presentan algunas estimaciones de costo que demuestran que en algunos casos un filtro de varias capas puede resultar más económico que uno formado por una sola, por este concepto. Este es un punto en el que no conviene establecer criterios apriorísticamente o fundados en prejuicios, sino que en todos los casos de duda deberá hacerse un análisis de la capacidad de descarga de varios proyectos alternativos de filtro, utilizando los métodos que proporciona la teoría de flujo de agua, tal como se expone en el Apéndice o como aparece en la Ref. 15. En la misma referencia se presenta un trabajo, debido a A. Casagrande y W. L. Shannon (originalmente contenido en la Ref. 17) en el que se estudia concretamente el proceso de drenaje de una capa horizontal, tal como pudiera ser una base en una carretera o una aeropista; se contempla un caso de flujo no establecido. Este estudio presenta un modo de cálculo que puede dar muy útiles normas de criterio en muchos casos prácticos.

En términos generales la capacidad de eliminación de agua de un dren puede establecerse haciendo uso de la Ley de Darcy o haciendo un análisis por medio de redes de flujo; algunos métodos en uso común combinan ambas herramientas.

Para la aplicación de la Ley de Darcy ha de conocerse la permeabilidad de los suelos que se desea drenar ( $k$ ), bien sea por pruebas de laboratorio o por pruebas de campo. Esto suele ser la parte más difícil de la aplicación del método, pues en muchos casos no se tienen tales valores y en la tecnología de las vías terrestres quizá no se pueda pensar en obtenerlos en una gran cantidad de situaciones prácticas: En tales casos, la permeabilidad ha de ser estimada, lo que constituye un trabajo difícil, expuesto a fuertes errores; a este respecto pudieran ser útiles las normas contenidas en la Ref. 18, en la que se dan criterios, si bien inseguros, para estimar el coeficiente de permeabilidad a base de información granulométrica.

Los gradientes hidráulicos medios en el suelo por proteger y en el material del filtro ( $i$ ) han de ser estimados también para poder calcular el gasto que el dren puede eliminar y, de la misma manera, ha de poderse disponer de las áreas, normales al flujo ( $A$ ), en que ambos materiales estén en contacto.

Estimados los datos anteriores, la permeabilidad

del filtro puede obtenerse simplemente de la propia Ley de Darcy:

$$k = \frac{Q}{iA} \quad (7-7)$$

Generalmente habrán de hacerse varios tanteos con varios valores de  $A$ , hasta obtener una combinación de la permeabilidad y el espesor del filtro que sea satisfactoria.

La fórmula (7-7) puede también manejarse partiendo de valores de permeabilidad que correspondan a los materiales de filtro disponibles en un caso dado y viendo qué espesores ( $A$ ) de filtro han de disponerse.

La estimación de los gradientes hidráulicos existentes en el filtro es muy difícil, pues en la expresión general  $i = \frac{h}{L}$ , si bien  $L$  puede conocerse (es la longitud de toda la trayectoria de descarga del agua en el dren), en cambio el valor de  $h$  suele ser desconocido.

La Fig. VII-8 muestra dos redes de flujo típicas para un flujo vertical de agua ascendente, desde un estrato permeable con una ligera carga artesiana, hasta la corona de una terracería, en la cual se ha colocado una capa drenante horizontal; el agua se desaloja por dos subdrenes dispuestos lateralmente.

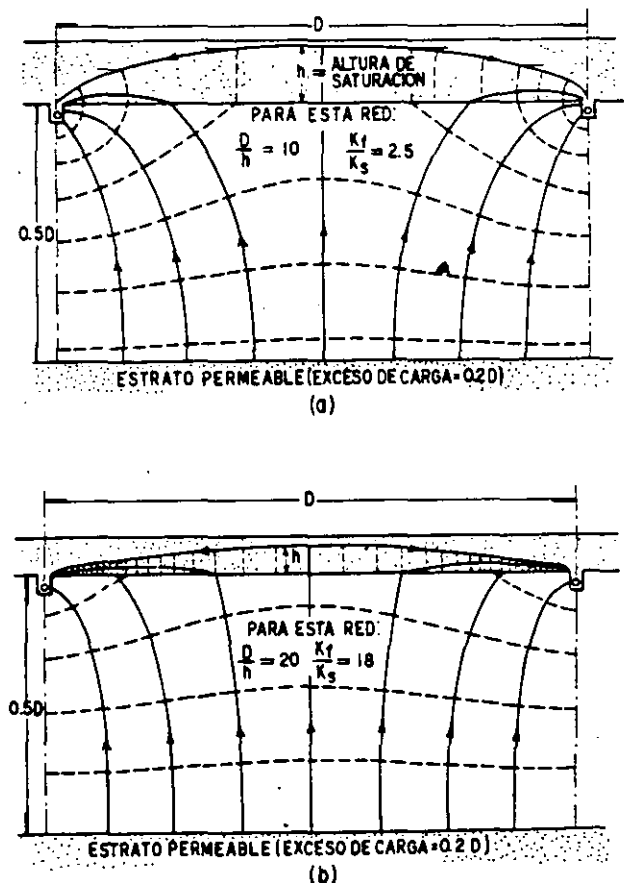


Figura VII-8. Redes de flujo vertical en mantos permeables horizontales (Ref. 7):

El caso presenta un problema de flujo a través de suelos estratificados, con estratos de diferente naturaleza. Este problema se analiza detalladamente en la Ref. 19. Si se denomina  $k_f$  al coeficiente de permeabilidad del material de filtro y  $k_s$  al coeficiente de permeabilidad del suelo por proteger, en la solución del problema incluida en la referencia mencionada, se demuestra que debe cumplirse:

$$\frac{k_s}{k_f} = \frac{b}{c} \quad (7-8)$$

En donde  $b$  es el ancho y  $c$  el largo de los rectángulos que constituyen la red de flujo en el material de filtro, supuesto que en el material de terracería (de espesor  $0.5D$  en la Fig. VII-8), que en este caso es el suelo por proteger, la red de flujo está constituida por cuadrados de lado  $a$ .

La construcción de la red de flujo en estos casos puede hacerse complicada y aun imposible, si la relación de las permeabilidades de los dos medios es grande. Si la red puede trazarse, la ecuación (7-8) sirve para calcular la permeabilidad necesaria en el material de filtro, bien sea dando unas ciertas dimensiones al filtro y trazando diversos tanteos de red, con diferentes relaciones  $\frac{b}{c}$ , hasta llegar a un caso que proporcione una permeabilidad adecuada para el filtro, o bien comenzando con una relación  $\frac{k_f}{k_s}$  conveniente de acuerdo con los materiales disponibles y viendo qué espesor resulta para la capa drenante, después de acomodar en ella la red de flujo que resuelve el problema. Tenida la red y las permeabilidades de los dos materiales puede calcularse el gasto que la capa es capaz de drenar.

**D. Requerimientos de segregación**

Un peligro siempre presente en la construcción de filtros para subdrenaje es el cambio de las características granulométricas de cualquier mezcla por segregación durante la colocación. Para evitar este peligro, la Ref. 15 proporciona la regla:

$$\frac{D_{80} \text{ del filtro}}{D_{10} \text{ del filtro}} \leq 20 \quad (7-9)$$

Adicionalmente se exige que la curva granulométrica del material filtrante sea suave, sin discontinui-

dades que delaten escasez de algún tamaño intermedio. Con el mismo objeto se recomienda que el material filtrante se coloque con cierta humedad, si bien cuidando no adoptar una que perjudique la facilidad de lograr una buena compactación.

**E. Disposición de las perforaciones en tuberías**

Como se ha dicho, es muy común que en los sistemas de subdrenaje haya tubería perforada, embebida dentro del material filtrante. El objeto del tubo es evidentemente proporcionar una fácil y rápida conducción al agua y el objeto de las perforaciones es permitir el acceso del agua al interior del tubo. La Fig. VII-9 muestra la forma más recomendable de disponer las perforaciones.

No conviene perforar la parte superior del tubo, pues ello favorecería la entrada de partículas finas del material de filtro; tampoco conviene colocar perforaciones en la parte más baja del tubo, pues se propiciaría la salida del agua captada, cuando su velocidad disminuya o cuando se tenga un gasto bajo. En ocasiones se ha dejado entre secciones de tubería sin perforar uniones abiertas, utilizadas como alternativa de las perforaciones. Esta práctica debe verse como inadecuada, pues favorece mucho los inconvenientes que se acaban de anotar.

En la mayor parte de las instalaciones de subdrenaje se utiliza tubería de 10 a 20 cm de diámetro; frecuentemente el tubo es de concreto, pero pudieran usarse otros materiales, si así lo sugiriera una conveniencia económica. En algunas instalaciones especiales, de magnitud tal que llega a producir grandes gastos, pudieran llegar a ser necesarios tubos de diámetros mucho mayores.

Las perforaciones, sujetas a las reglas que han quedado establecidas, suelen tener diámetros del orden de 5 a 10 mm.

**F. Comentarios**

Todo el conjunto de normas anteriores suele definir un solo tipo de material filtrante, haciendo a un lado los filtros compuestos de varias capas, cuyo uso se procura evitar en la tecnología de las vías terrestres por razones de economía y facilidad de construcción. Es relativamente frecuente que un material que pueda ser usado como arena para la fabricación de concreto, satisfaga razonablemente todas las normas impuestas.

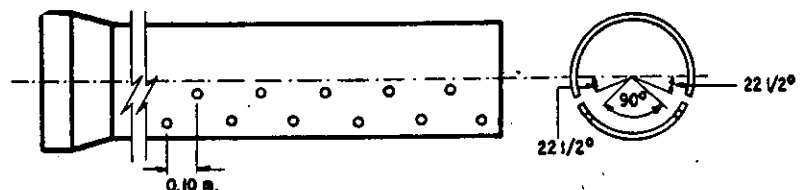


Figura VII-9. Disposición de las perforaciones en tuberías para subdrenaje.

Independientemente de que el conjunto de reglas expuestas puede constituir una buena norma de criterio para el diseño de filtros en aeropistas, tiene el inconveniente de exigir para su aplicación la permeabilidad del suelo por proteger, que condiciona al propio material filtrante. Este requisito suele resultar excesivo en carreteras, en las que los suelos que van apareciendo cambian mucho, aun entre puntos situados a corta distancia. Es imposible realizar el número de pruebas de permeabilidad que en principio se requerirían para una aplicación detallada de las normas y no menos imposible sería estar cambiando tan frecuentemente el material filtrante como resultado de tal aplicación. Lo ideal, en el caso de las carreteras sería contar con una norma para seleccionar el material filtrante que fuera independiente de las características del material por proteger y que, por lo tanto, produjese un material filtrante que pudiera utilizarse en todos los casos en forma estándar. Naturalmente que esto es imposible teóricamente, pero en la práctica de algunas instituciones sí ha resultado satisfactorio el uso de un material único, elegido de tal manera que sus características granulométricas le permiten cubrir una amplia gama de casos reales. Es difícil dar las características de tal material drenante en este lugar, pues es común que las instituciones que los utilizan lo modifiquen ligeramente de vez en cuando, según lo va aconsejando la experiencia de campo, por lo que cualquier recomendación que se fije en un momento dado corre el riesgo de quedar rápidamente *atrasada*. Con tal salvedad, se proporcionan dos granulometrías recomendadas por dos instituciones que típicamente se dedican a la construcción de carreteras. La primera (Ref. 20) se incluye en la tabla VII-1.

TABLA VII-1

Malla	Abertura en mm	Porcentaje que pasa, en peso
1"	25.4	100
3/4"	19.1	90-100
3/8"	9.52	40-100
Nº 4	4.76	25-40
Nº 8	2.38	18-33
Nº 30	0.590	5-15
Nº 50	0.297	0-7
Nº 200	0.074	0-3

La segunda granulometría es la que tiene en uso la Secretaría de Obras Públicas de México y aparece en la tabla VII-2.

La parte *a* de la Fig. VII-10 muestra la representación de esta última granulometría, en una gráfica en la que se señalan los límites de tres zonas en que deben quedar comprendidos los materiales de base de pavimento que acepta la práctica mexicana.

La parte *b* de la figura presenta, como norma de criterio algunas gradaciones típicas de las utilizadas en vías terrestres para diferentes usos conectados con

TABLA VII-2

Malla	Abertura en mm	Porcentaje que pasa, en peso,
1 1/2"	38.1	100
1"	25.4	80-100
3/4"	19.1	65-100
3/8"	9.52	40-80
Nº 4	4.76	20-55
Nº 10	2.00	0-35
Nº 20	0.840	0-20
Nº 40	0.420	0-12
Nº 100	0.149	0-7
Nº 200	0.074	0-5

el drenaje y las permeabilidades aproximadas a que corresponden.

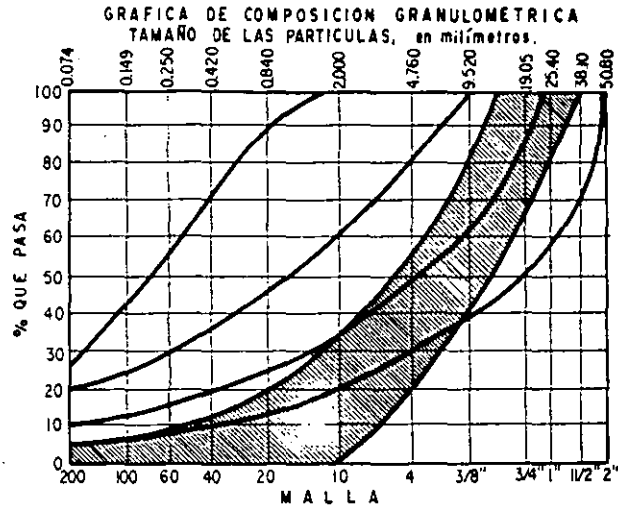
#### VII-4 METODOS DE SUBDRENAJE EN VIAS TERRESTRES

Se exponen a continuación los principales métodos que se han utilizado en el subdrenaje conectado con la construcción de vías terrestres. Posteriormente se discutirá algo sobre las aplicaciones más frecuentes de los diferentes métodos, pues en la tecnología general de las vías terrestres existen, en lo que se refiere al subdrenaje, algunas distinciones de importancia, que dan lugar a diferenciaciones de criterio útiles; por ejemplo, son diferentes las aplicaciones que de los métodos de subdrenaje se hacen en aeropistas y en carreteras.

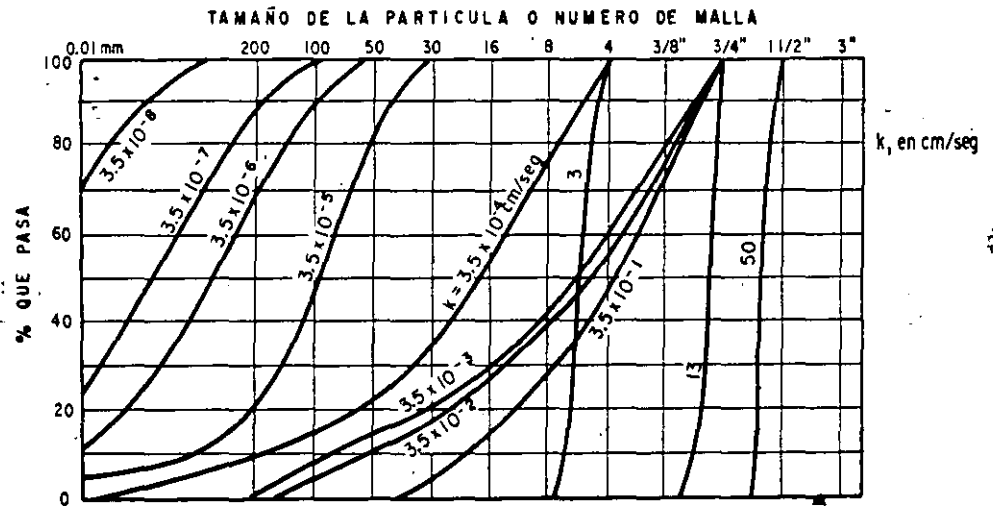
##### A. Capas permeables en pavimentos

Es frecuente que en las camas de los cortes de las carreteras y las vías férreas aparezcan grandes cantidades de agua; en estos casos puede ser útil la colocación de capas permeables bajo el pavimento para su protección. Estas son capas de espesor razonable que se colocan abajo de la corona del camino o de la superficie pavimentada y están constituidas por material de filtro, de manera que con ayuda de una pendiente transversal adecuada y de unas correctas instalaciones de salida puedan drenar el agua que se infiltre desde el pavimento, que provenga de los acotamientos de la vía o que ascienda por subpresión, procedente de niveles inferiores.

Muchas veces estas capas drenantes se integran al pavimento, aprovechando que la naturaleza granular de los materiales de filtro los hace muy apropiados para tal función, estructuralmente hablando. Otra función importante de las capas de filtro pudiera ser servir de transición entre los materiales finos de terracería y alguna capa de material triturado grueso que haya de colocarse encima, para impedir la incrustación de los fragmentos gruesos en la matriz fina.



a.- Zona granulométrica del material drenante único utilizado en carreteras por la práctica mexicana.



b.- Algunas curvas granulométricas típicas y sus correspondientes permeabilidades — aproximadas. (Ref. 16)

Figura VII-10. Información granulométrica para problemas de subdrenaje.

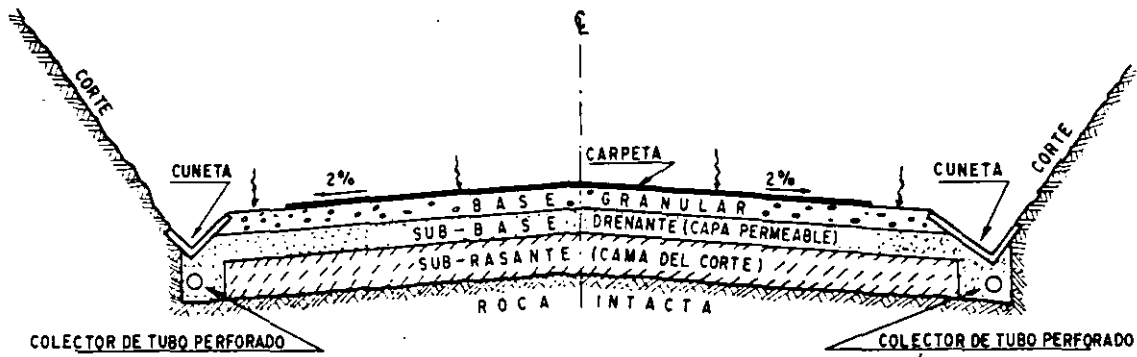
La Fig. VII-11 muestra en forma esquemática la utilización de capas permeables para control de infiltración proveniente de la parte superior del pavimento y de ascensión de agua proveniente de capas inferiores, en las que se supone existe una subpresión.

En la parte a de la figura (flujo descendente) como capa drenante se ha utilizado la subbase, formada por los materiales adecuados. Puesto que se acepta que no habrá flujo ascendente está justificado formar la cama del corte con una subrasante que no tenga calidad especial.

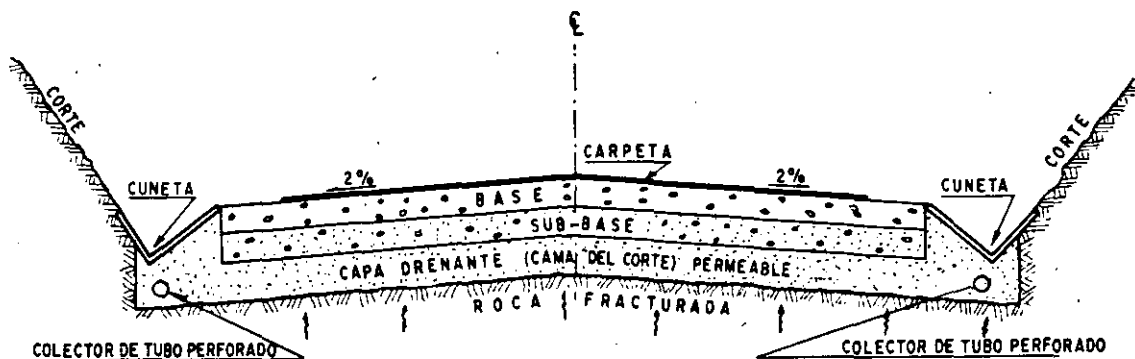
En la parte b de la figura se considera un flujo que asciende por subpresión en una roca fracturada. Ahora la capa drenante se ha identificado con la subrasante que forma la cama del corte. La práctica relativamente frecuente de convertir en este caso en drenante también a la subbase, colocándola sobre

una subrasante convencional (cama del corte), debe verse como inconveniente, pues todo suelo colocado bajo la capa drenante tenderá a saturarse, perdiendo resistencia y ganando capacidad de deformación, por lo que el conjunto del pavimento y capa drenante podrá tener un mal comportamiento a despecho de su calidad, al quedar flotando sobre una capa saturada.

A veces una capa permeable de material grueso se coloca en la parte inferior de un pavimento o aun en el cuerpo o la parte interior del terraplén, con la finalidad de interrumpir un proceso de ascensión capilar que, de otra manera, terminaría por perjudicar la capa subrasante, la subbase y aún, quizá, la base de dicho pavimento. Estas son las capas rompedoras de capilaridad, cuya función es impedir el acceso del agua, pero no drenarla; no son propiamente



a.- Sub-base utilizada como capa permeable, para interceptar agua proveniente del pavimento.



b.- Sub-rasante utilizada como capa permeable, para interceptar flujo ascendente por sub-presión.

Figura VII-11. Capas permeables.

capas drenantes. Se trata de poner al material fino del terraplén en contacto con el aire en los huecos grandes entre las partículas gruesas, para dar ocasión a la formación de los meniscos necesarios para que el agua no continúe su ascenso, quedando libres de ella capas de suelos colocadas por encima.

Existe una diferencia importante entre como ha de ser proyectada la capa permeable según sea interceptora y eliminadora de un flujo o rompedora de la ascensión capilar de agua que provenga de niveles inferiores. En el primer caso, deberá disponerse la capa contando con un flujo de agua a su través. Esto implica las pendientes transversales necesarias, la existencia de los colectores de tubo perforado y, sobre todo, implica que el material constitutivo de la capa sea un auténtico filtro, respetando en todo lo que sea posible las normas señaladas en la sección VII-3 de este capítulo. Por el contrario, si la capa se coloca para romper el potencial capilar de un agua ascendente, lo conveniente será que el material constitutivo sea granular grueso muy permeable, que deje grandes huecos en contacto con el material que tenga potencial capilar; de esta manera, el agua capilar no podrá ascender a través de la capa rompedora y quedará confinada en las capas inferiores,

desarrollando para ello los meniscos necesarios en la zona en que los canales capilares queden en contacto con aire; para esta condición no sería conveniente, en principio, que el material de la capa rompedora fuera un auténtico filtro, pues estos materiales tienen todavía una altura capilar que puede ser apreciable. El razonamiento anterior llevaría a pensar que el material ideal para una capa rompedora de capilaridad sea la piedra en fragmentos, relativamente grandes y de tamaño uniforme, pero resulta arriesgado pensar que cualquier material que se coloque en una sección estructural de una vía terrestre tenga una sola finalidad y funcione con un único mecanismo. El material que se acaba de mencionar trabajaría demasiado mal ante un posible flujo, por lo que no es usual que los ingenieros se inclinen a su uso, de manera que en las capas rompedoras suelen verse materiales bastante mejor graduados.

Las capas permeables en que se piensa en este lugar serán las destinadas a captar flujo de agua que desciende de la superficie del pavimento y acotamientos, que proviene de los lados de los cortes o que asciende por subpresión. Algunos de sus aspectos serán análogos a los de una capa rompedora de capilaridad en que el agua sigue otras leyes.

La Fig. VII-8 mostró dos casos de red de flujo tal como puede trazarse en un caso real dado. Se ilustraron dos relaciones de permeabilidad diferentes entre el coeficiente de permeabilidad del filtro y el del suelo por proteger y dos espesores de capa. El caso podría corresponder a un flujo proveniente de niveles inferiores por subpresión. El flujo es esencialmente vertical hacia la capa permeable y sensiblemente horizontal dentro de ésta; la carga hidráulica existente dentro de la capa permeable suele considerarse algo menor que el espesor de la propia capa y tal suposición conduce a considerar gradientes hidráulicos relativamente bajos. Lo anterior es una condición muy común en todas las estructuras drenantes; el agua recolectada de grandes masas de suelo y que en la cercanía del filtro puede tener gradientes hidráulicos muy importantes, ha de ser drenada por áreas hidráulicas pequeñas y por medio de flujos bajo gradientes hidráulicos también pequeños.

La Fig. VII-12 (Ref. 7) muestra curvas de diseño para capas permeables horizontales; las curvas provienen de análisis hechos con red de flujo.

La parte a de la figura da la relación  $\frac{D}{h}$  (ver Fig. VII-8) en función de la relación de permeabilidades del filtro y del suelo  $\frac{k_f}{k_s}$  y en la parte b se relaciona a los mismos conceptos, pero manejando valores individuales de  $k_f$  y de  $k_s$ .

Las curvas pueden utilizarse para diseñar capas rompedoras en que la geometría del problema corresponda a la de la figura (para otras geometrías habría que desarrollar gráficas análogas). Se comenzaría por suponer un espesor de la capa rompedora (generalmente comprendido entre 20 y 40 cm, con 30 cm como valor muy típico); después habría que suponer o calcular la permeabilidad del suelo bajo la capa rompedora, a través del que sube el agua por subpresión, en este caso. A continuación habrá que fijar un valor de  $h$  (valor de la altura de saturación dentro de la capa permeable) prudente, generalmente 4 ó 5 cm por abajo del nivel superior de la capa. Puede así calcularse la relación  $\frac{D}{h}$ , para obtener la permeabilidad necesaria en el material de filtro.

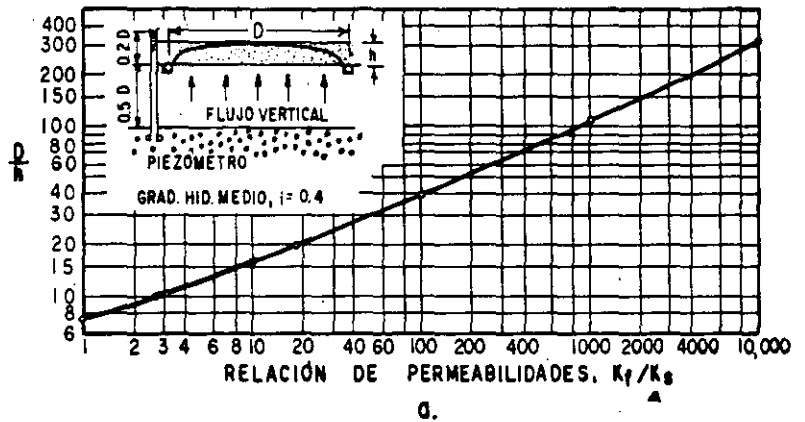
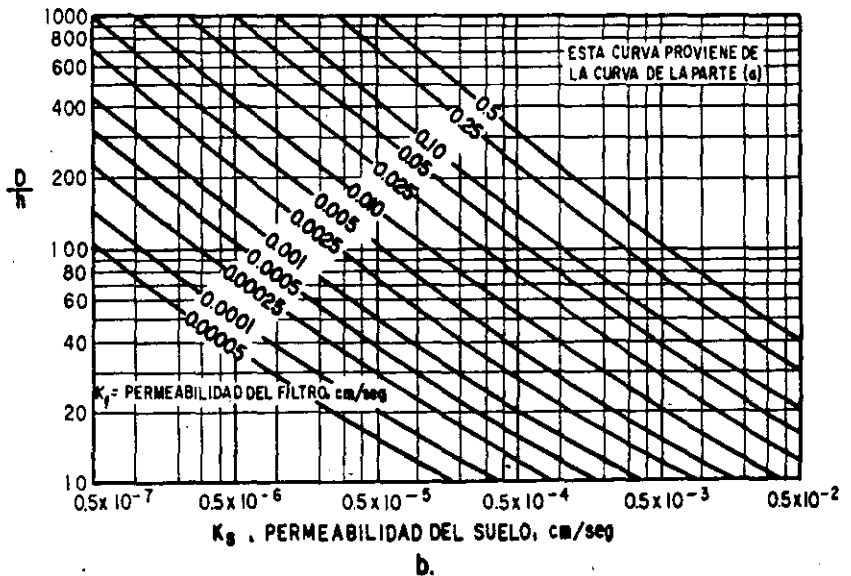


Figura VII-12. Gráficas de diseño de capas permeables horizontales (Ref. 7).





Como ya se ha dicho, es muy común que la capa permeable diseñada por los procedimientos anteriores sea bastante ineficiente en lo que se refiere a desalojar gastos importantes. En aeropuertos suele suceder que esta capacidad quede bastante por abajo de la cantidad de agua que pueda estimarse haya de ser drenada de acuerdo con la precipitación en el lugar y esto obliga a la utilización frecuente de materiales excepcionalmente permeables (Ref. 21). Aunque se procura que los pavimentos sean relativamente estancos, de manera que la mayor parte del agua de precipitación sea eliminada por escurrimiento superficial, gracias al bombeo transversal con que se les dota, el hecho es que ningún pavimento es totalmente impermeable, de manera que una parte del agua llovida se infiltra a través de la carpeta; a ésta ha de añadirse la que penetra por los acotamientos, frecuentemente bastante más permeables y la que pudiera provenir del flujo a través de los suelos vecinos, como las masas que rodean los cortes, por ejemplo. Ya se mencionó, también, el caso frecuente de agua ascendente por capilaridad o subpresión. La valuación de la cantidad de agua que en un lapso dado pudiera requerir ser drenada es muy compleja. Los especialistas en pavimentos o la investigación correspondiente de laboratorio podrían arrojar alguna luz sobre la relación de infiltración a través de una carpeta; con esto podría estimarse gruesamente, por lo menos este concepto, pero los otros orígenes del agua acumulada pueden ser más difíciles de cuantificar. Las Refs. 16 y 22 presentan algunos estudios en que se relaciona la longitud, el ancho y el espesor de la capa permeable con la relación de infiltración y el gasto que puede drenarse. La Fig. VII-13 muestra las conclusiones básicas de tales estudios. En el eje de ordenadas derecho se dan los espesores y características de capas permeables capaces de drenar los gastos producidos por las relaciones de infiltración y las longitudes de capa permeable (para un ancho unitario) que figuran en las rectas diagonales y en el eje de abscisas de las gráficas. La figura superior (parte a) se refiere a pavimentos construidos con 2% de pendiente transversal, en tanto que la inferior (parte b) trata de pavimentos que tienen 5% de tal pendiente.

Las relaciones de infiltración de los pavimentos estudiados se dan en mililitros por minuto, y se refieren al agua que penetra a través de un círculo sobre la carpeta de 15 cm de diámetro.

Las figuras indican, por ejemplo, que se necesita una capa permeable de 90 cm de espesor, con permeabilidad de  $3.5 \times 10^3 \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$  y 2% de pendiente transversal, para drenar el agua que entra en una faja de un pavimento con 5 m de longitud y 1 m de ancho, que tenga una relación de infiltración de 0.25 ml/min, medida como se indicó. En cambio, sólo se precisan 7.5 cm de espesor de capa permeable, si la permeabilidad  $3.5 \text{ cm/seg}$ , para remover el agua que penetre, con la misma relación de infiltración, en

una faja de pavimento de 300 m de longitud y 1 m de ancho.

El eje de ordenadas a la izquierda, en ambas figuras, muestra la infiltración acumulativa en el pavimento, en  $\text{m}^3/\text{día}$ .

La tabla VII-3 (Ref. 22) muestra infiltraciones a través de una carpeta que pueden removerse de un pavimento, según en éste se coloque o no una capa permeable eficiente bajo la subbase convencional del mismo. La infiltración se da en cm de precipitación por hora.

Tabla VII-3 (Ref. 22)

Relaciones de infiltración teóricas (según redes de flujo) que pueden ser drenadas de las capas de un pavimento

Relación de infiltración teórica que puede ser drenada  
 $\frac{\text{cm}}{\text{h}}$

Material de subbase sobre la capa permeable.	Permeabilidad cm seg	Sin capa permeable cm h	Con capa permeable cm h
Material convencional de subbase, bien graduado.	$3 \times 10^{-4}$	0.0015	1.25
Arena para concreto con alto contenido de finos limosos y arcillosos.	$6 \times 10^{-4}$	0.0030	2.5
Arena para concreto con bajo contenido de finos limosos y arcillosos.	$6 \times 10^{-3}$	0.030	25.0

Independientemente de que la tabla se refiere a una disposición que, aunque frecuente, no es considerada idónea por los autores de este libro, que prefieren que la capa permeable se integre a la estructura del pavimento, haciéndola fungir como subbase cuando el agua proviene de infiltración de las capas superiores (Fig. VII-11.a), la tabla anterior proporciona una excelente norma de criterio y resalta el gran poder drenante que se adquiere con el uso de capas permeables horizontales; de hecho una instalación tal puede multiplicar en cientos y miles de veces la capacidad drenante en el interior de un camino o aeropista. Naturalmente, ya se dijo que estas capas permeables que estarán sujetas a flujo de agua deben ser diseñadas con los requisitos de filtro que han quedado reseñados más atrás en este capítulo.

Un complemento importante de una capa filtrante es la instalación a ambos lados de un sistema recolector y eliminador del agua. La Fig. VII-14 muestra un detalle de tal instalación para una aeropista.

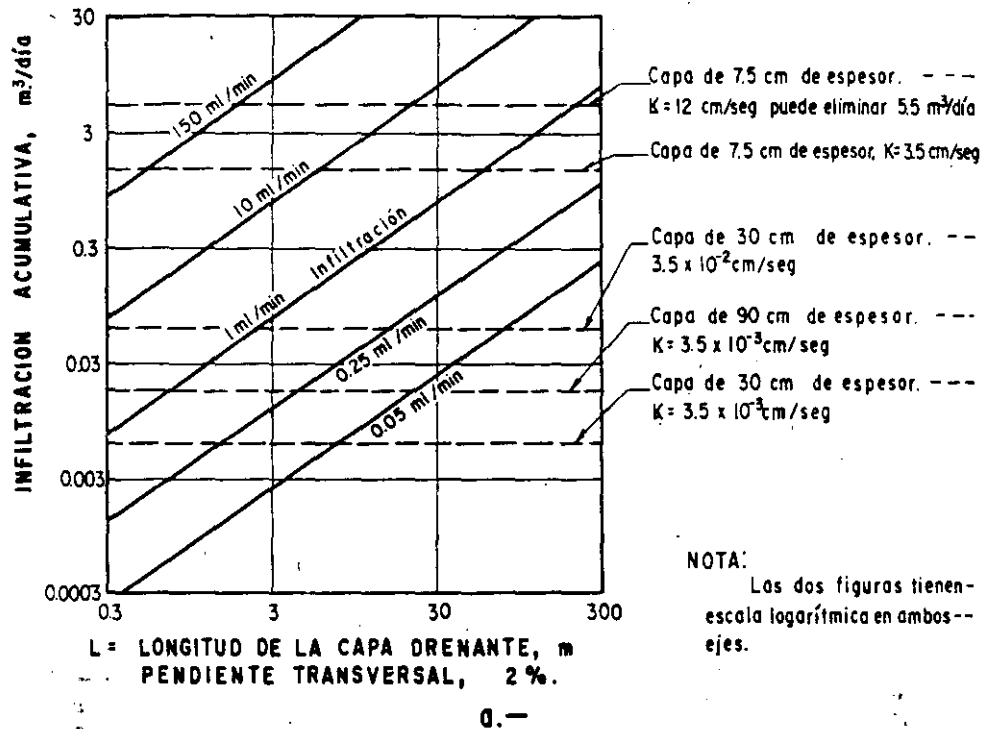
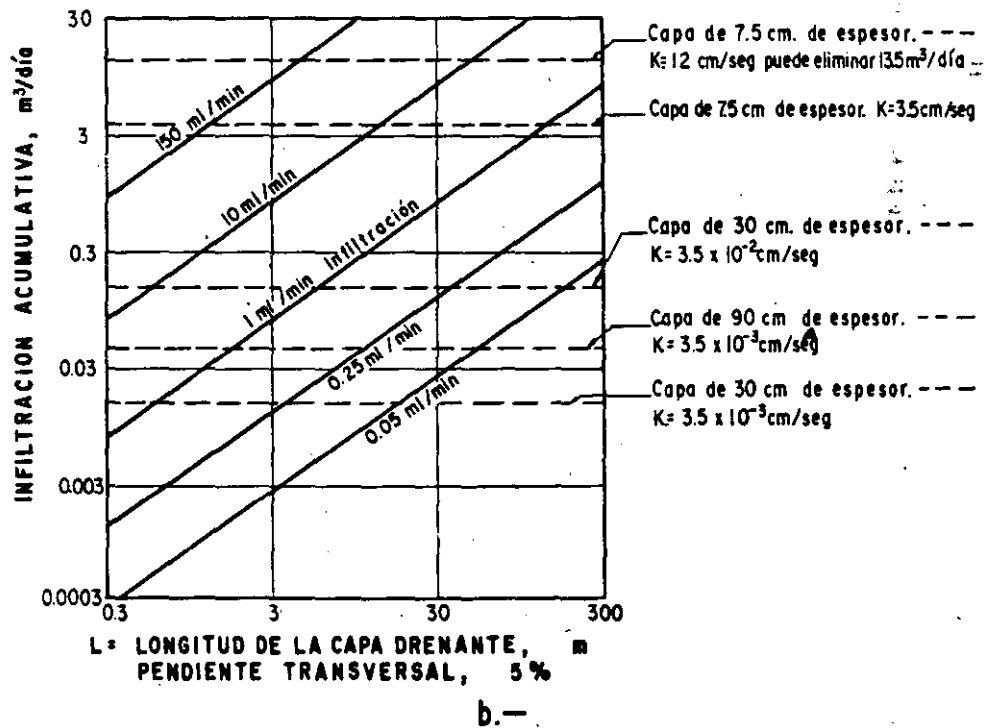


Figura VII-13. Capacidad de descarga de capas drenantes (Refs. 16 y 22).



Un aspecto importante en el diseño de capas permeables es su costo, que suele ser alto. A este respecto es deseable cualquier reducción en el espesor de la capa que pueda lograrse sin disminuir en exceso la capacidad drenante. Sin embargo, capas demasiado delgadas se complican constructivamente hasta el grado de perder su ventaja económica. Quizá no

deben emplearse capas de espesor inferior a 15 cm y 20 y 30 cm son las dimensiones más comunes; espesores mayores probablemente repercuten ya mucho en el costo, sobre todo en carreteras, pues en aeropistas suelen tenerse márgenes más amplios a este respecto.

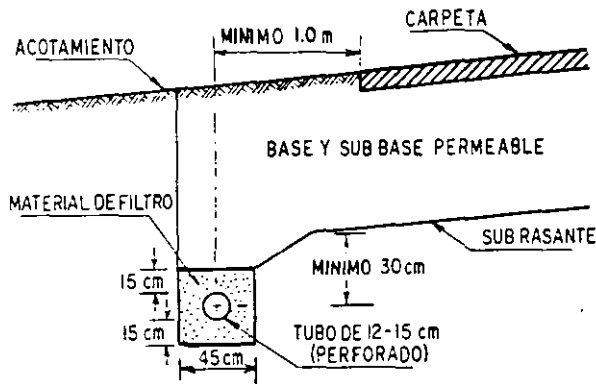


Figura VII-14. Detalle de la instalación de eliminación de agua en una capa permeable.

### B. Drenes longitudinales de zanja

En laderas inclinadas o en terrenos ondulados y montañosos es común que el agua subterránea fluya según la inclinación de la superficie, guardando el nivel freático una configuración similar a la del terreno, si bien usualmente menos accidentada. Cuando en tales casos haya de hacerse una excavación profunda para alojar una vía terrestre, como es el caso de los cortes, se producirá un flujo hacia la excava-



Construcción de un dren lateral de zanja.

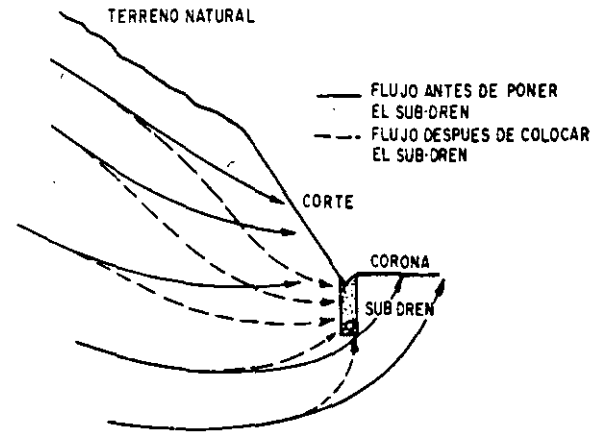


Figura VII-15. Flujo hacia el talud y la cama de un corte.

ción que tenderá a saturar los taludes y la cama del corte (Fig. VII-15).

Este flujo puede ser interceptado por un dren longitudinal de zanja, tal como se hace ver en la misma Fig. VII-15, en la que se esquematizan las direcciones del flujo antes y después de colocar tal instalación. El efecto del subdrén de zanja es en este caso interceptar y eliminar el flujo hacia la cama del corte y, en menor escala, disminuir la zona eventualmente saturada en el talud. La mayor parte de los drenes longitudinales de zanja que se colocan en carreteras y ferrocarriles tienen tal finalidad, por lo que resultan ser en ese caso estructuras cuya principal función es la protección de pavimentos, interceptando un flujo de agua.

Pero otra utilización muy común de los drenes longitudinales de zanja se ilustra en la Fig. VII-16.

Se ven en ella tres condiciones en que gracias a tales instalaciones se logra dejar un pavimento por encima de un nivel freático que, de otra manera, lo anegaría. Aquí, más que el interceptar un flujo, la misión del dren es abatir un nivel freático, protegiendo así al pavimento. Esta es una necesidad muy frecuente en terrenos planos, con nivel freático muy próximo a la superficie, de manera que la función ilustrada en la Fig. VII-16 será típica de aeropistas, aunque en la figura se ejemplifican tres casos de carretera, donde la situación puede también, naturalmente, presentarse.

El subdrén consiste en una zanja de profundidad adecuada (como mínimo quizá de 1 a 1.5 m, habiéndose llegado a construirlas hasta de 4.0 m), provista de un tubo perforado en su fondo y rellena de material filtrante; el agua colectada por el tubo se desaloja por gravedad a algún bajo o cañada en que su descarga sea inofensiva. Un croquis de tal subdrén puede verse en la Fig. VII-17.

El material de filtro y las perforaciones del tubo deberán seguir las normas discutidas en la sección VII-3 de este capítulo.

La Fig. VII-16 ilustra también aquellos casos en que el dren haya de colocarse de un lado o los dos de una carretera o, inclusive, en que hayan de dispo-

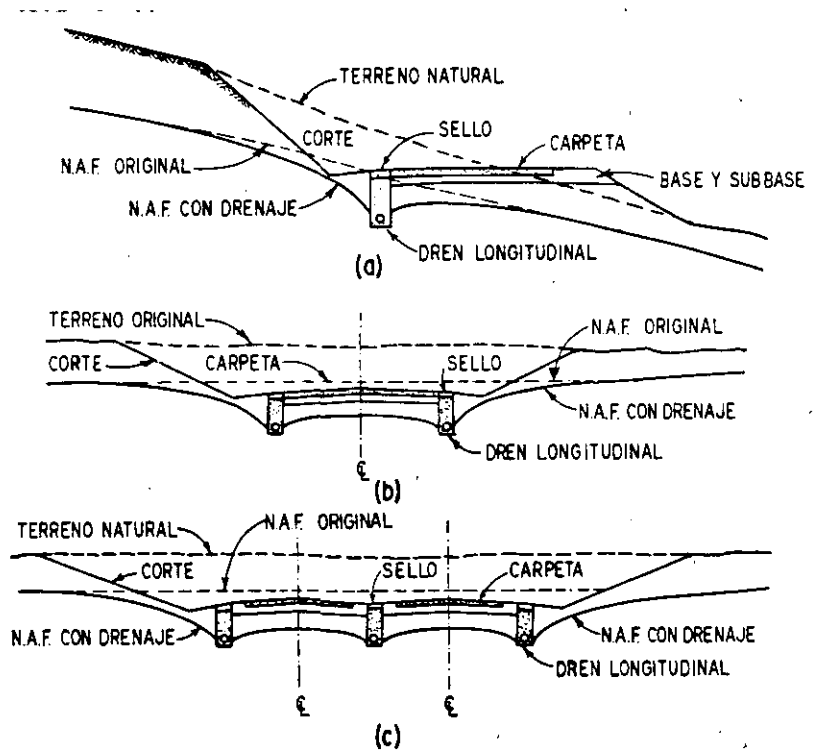


Figura VII-16. Casos de uso de drenes longitudinales de zanja para abatir el N. A. F.

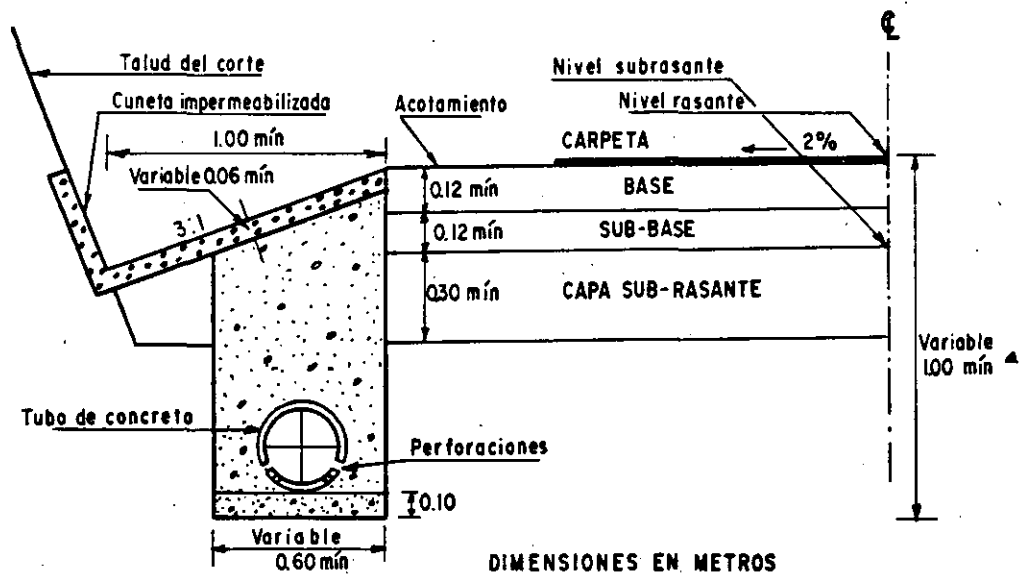


Figura VII-17. Sección transversal de un subdren longitudinal de zanja, según la práctica mexicana. (Secretaría de Obras Públicas.)

nerse tres o más zanjas, como podrá ser el caso en las amplias secciones de las autopistas modernas o en las aeropistas; en estos últimos casos, es común combinar la acción de estos drenes longitudinales con interceptores transversales, de los que se hablará posteriormente. Las zanjas han de ser profundas y próximas si existe subpresión de agua bajo la sección de la vía terrestre.

El relleno permeable deberá colocarse compactándolo convenientemente, según ya se comentó.

Cuando el terreno en que se construyan sea blando y húmedo, deberá cuidarse dar un espesor sufi-

ciente de material de filtro en el fondo de la zanja como para garantizar una plantilla estable, que permita dar al tubo pendientes permanentes y para protegerlo; es frecuente construir, en este caso, la plantilla con un concreto pobre.

La Fig. VII-18 (Ref. 22) muestra redes de flujo típicas hacia drenes longitudinales de zanja.

La Fig. VII-19 (Ref. 22) proporciona una relación entre la profundidad de las zanjas y la carga hidrostática que puede generar el agua en la zona comprendida entre dos zanjas paralelas, bajo la vía

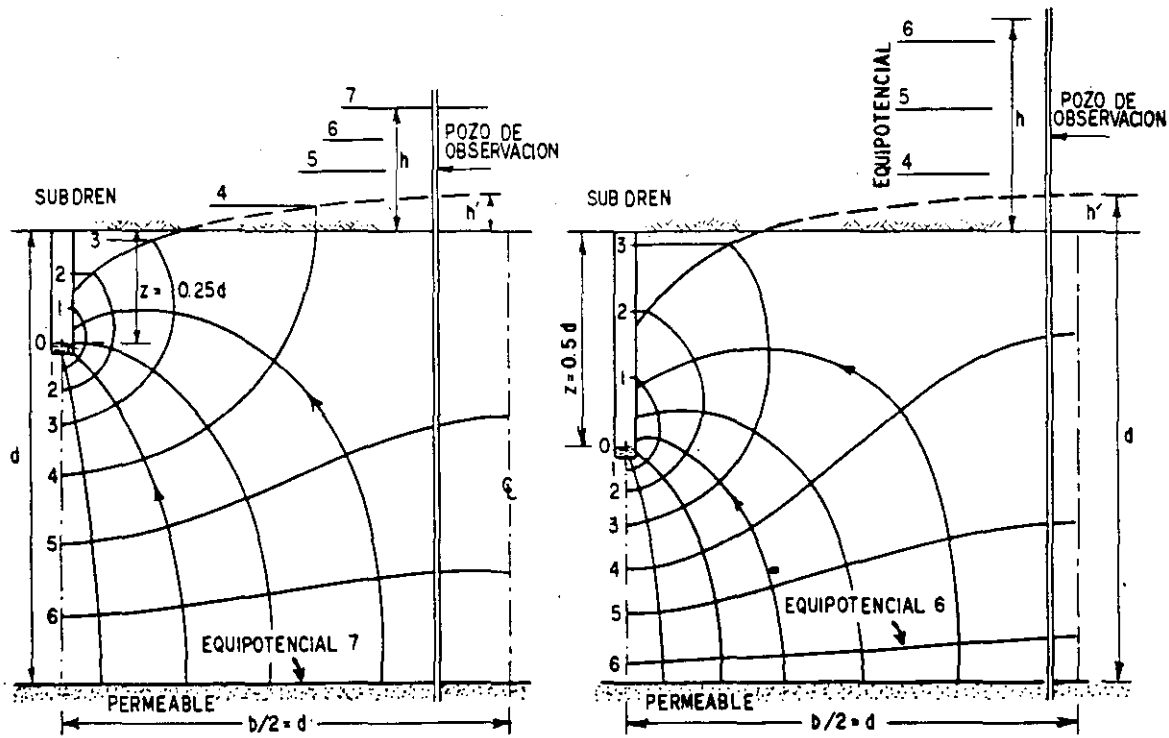


Figura VII-18. Redes de flujo típicas hacia drenes longitudinales de zanja (Ref. 22).

terrestre. La gráfica se ha calculado a partir de redes de flujo y constituye una solución teórica.

Se reproduce un caso en que bajo un pavimento existe un espesor de suelo  $d$ , quizá material de terracería y bajo él una fuente de agua, en la que ésta tiene una subpresión equivalente a la carga  $h$ ; como consecuencia, se desarrolla un flujo ascendente. Para la geometría presentada, la parte  $b$  de la Fig. VII-19 permite relacionar la máxima carga que afecta al

agua entre las dos zanjas de drenaje con la profundidad de dichos subdrenes, lo cual es un dato interesante de alto valor práctico.

Cuando la subpresión sea alta, consideraciones como las contenidas en la gráfica de la Fig. VII-19 llevan a subdrenes muy próximos o muy profundos. En tales casos suele resultar óptima la combinación de subdrenes longitudinales con capas permeables integradas al pavimento de la vía terrestre, pues estas últimas contribuyen mucho a disipar las presiones que puedan desarrollarse en el agua.

De hecho existe fuerte discusión entre los ingenieros dedicados a estas actividades entre las virtudes comparativas de las capas permeables y las de los drenes longitudinales de zanja. Algunos se inclinan por la utilización sistemática de las capas permeables, aun para captar los flujos provenientes de los taludes de los cortes; se fundan para ello en la protección completa que dan las capas en toda la superficie de apoyo del pavimento y en razones de costo, pues si la capa se integra al pavimento en su función estructural podría ser, muchas veces, más barata, por el costo que significan las excavaciones de las zanjas longitudinales, a poco duro que sea el terreno en que hayan de hacerse. Los partidarios del subdrén longitudinal le achacan seguridad de operación y esta estructura tiene a su favor más tradición y mayor número de experiencias.

Los autores de este libro piensan que ambas soluciones tienen su específico campo de aplicación, que depende mucho de la geometría de la sección de la vía, de las trayectorias de flujo de agua, de la

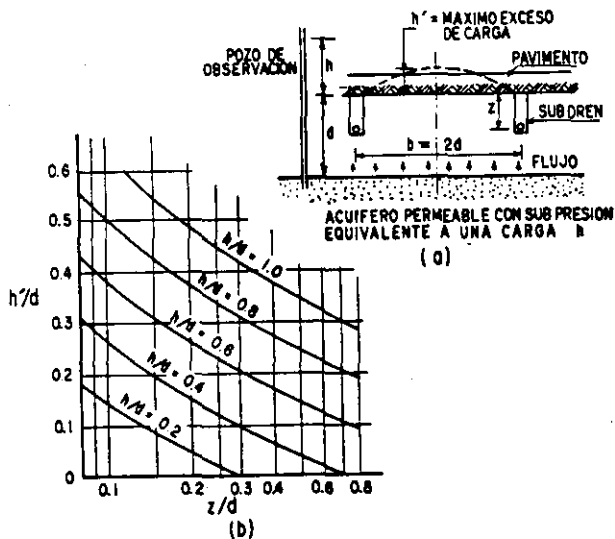


Figura VII-19. Gráfica que relaciona la profundidad del subdrén y la carga hidrostática que se puede generar entre dos subdrenes (Ref. 22).



Dren de zanja trabajando. Carretera Pátzcuaro-Uruapan.

existencia y monto de subpresiones en ella, de los materiales presentes y de muchas consideraciones económicas. En términos generales piensan que la capa permeable horizontal drenante conviene para captar

flujos que afectan esencialmente a un pavimento, con dirección de filtración prácticamente vertical. Los drenes de zanja rinden sus mejores resultados cuando se trata de interceptar flujos que vienen por los taludes de un corte. Es probable que entre las dos modalidades de subdrenaje pueda ejercerse una considerable dosis de preferencia personal y, desde luego, éste es un caso en que la ventaja económica pueda resultar decisiva para realizar una elección adecuada.

La Fig. VII-20 (Ref. 22) muestra algunas disposiciones típicas con subdrenes laterales de zanja en aeropistas. En la parte *a* de la figura se combina el efecto de una subbase permeable drenante con un sistema de subdrenes longitudinales de zanja y con un apropiado dispositivo de drenaje transversal a base de trincheras y canales.

En la parte *b* de la figura se utiliza un subdren interceptor aguas arriba de la pista, substituyendo al subdrenaje en la propia pista. La parte *c* muestra un dispositivo que incluye drenes interceptores como protección general y todo un sistema de drenaje pluvial a ambos lados de la estructura.

### C. Subdrenes interceptores transversales

Son dispositivo de drenaje análogos en principio a los subdrenes de zanja y lo único que los distingue es la dirección en que se desarrollan, que ahora es normal al eje de la vía terrestre. El caso típico de la instalación de estos subdrenes en carreteras se ilustra en la Fig. VII-21, en la que se muestra una transición de una sección en corte a una sección en terraplén. De no colocar el subdrén transversal interceptor podría suceder que el flujo del agua proveniente

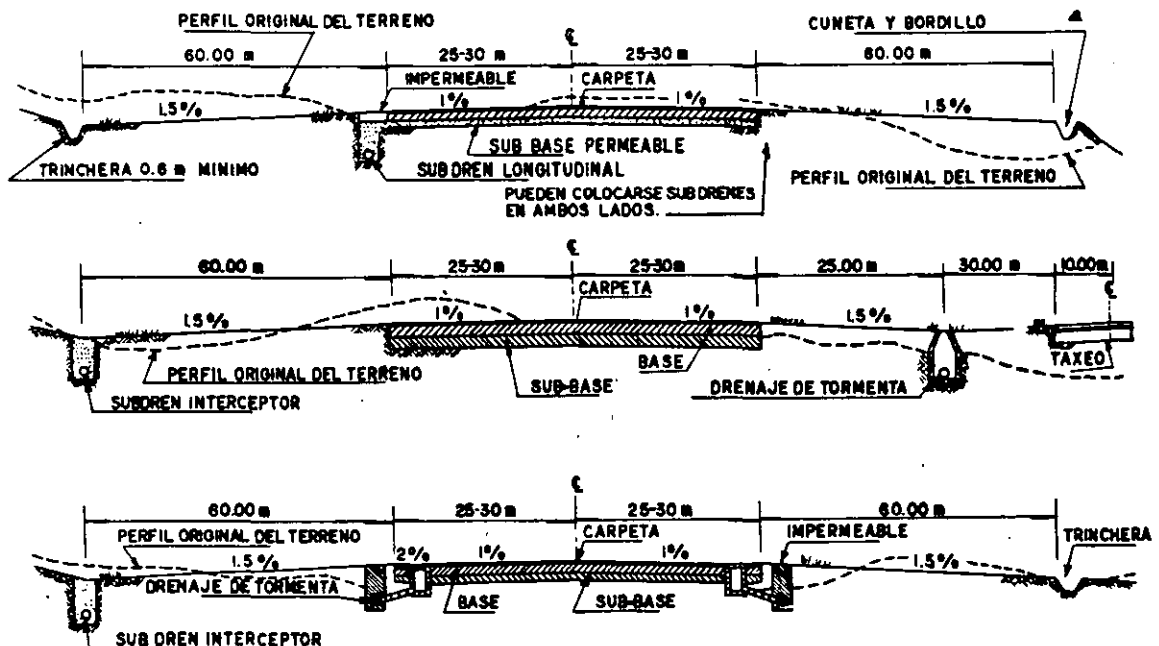


Figura VII-20. Instalaciones típicas de subdrenaje en aeropistas (Ref. 22).

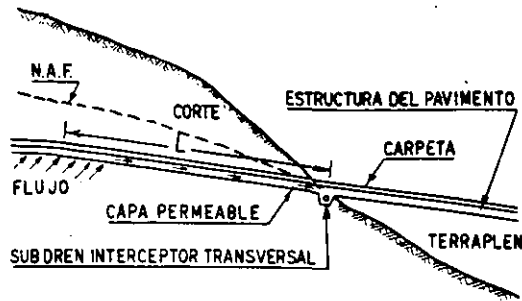


Figura VII-21. Subdren interceptor transversal (Ref. 22).

del corte entrase en el terraplén, provocando en éste asentamientos o deslizamientos.

El efecto del dren interceptor puede incrementarse mucho en casos como el de la Fig. VII-21 si en una cierta longitud se coloca una capa permeable drenante a ambos lados del mismo. Ya se ha comentado también la conveniencia de colocar subdrenes interceptores en combinación con los longitudinales, cuando éstos estén muy separados o haya de abatirse el nivel freático en grandes áreas.

Los drenes interceptores transversales deben de ser capaces de eliminar muy rápidamente las aguas que les lleguen por lo que en ellos son particularmente críticos los requerimientos de permeabilidad.

#### D. Drenes de penetración transversal

Ya se han discutido con cierto detalle los mecanismos por los que el agua que satura las masas que quedan a los lados de un corte que se practique durante la construcción de una vía terrestre pueden influir desfavorablemente en la estabilidad de sus taludes; los mismos mecanismos comprometen el equilibrio de una ladera natural a través de la que se establezca un flujo. También se ha indicado cómo la

mayor parte de las fallas que pueden achacarse a estos efectos ocurren algún tiempo después de los períodos de precipitación pluvial intensa, indicio de que ése ha sido el tiempo requerido para constituirse los flujos internos que producen acumulaciones de agua en taludes y laderas. No debe imaginarse, por cierto, que la presencia de agua en los taludes de cortes sea un fenómeno raro o dependiente del azar; por el contrario, es algo que debe esperarse sistemáticamente en todos los terrenos en que el nivel freático no sea bastante más profundo que la rasante de la vía o en que la precipitación no sea anormalmente escasa. La razón es que al practicar un corte se abate el nivel del agua interior hasta su cama, produciendo una zona profunda a la presión atmosférica, hacia la que deberá fluir el agua de las masas vecinas. En general, un corte actúa como un dren en el terreno en que se construye.

Un corte puede ser estable bajo una determinada condición de agua subterránea y bajo ciertas cargas hidráulicas, pero si una cantidad adicional de agua fluye hacia él se podrá alcanzar una condición tal en el agua en cuanto a las cargas hidráulicas, que se desarrollen en el interior del suelo presiones neutrales que produzcan la falla. Por esta razón, un corte construido desde hace muchos años puede fallar repentinamente tras un período de precipitación extraordinaria.

Los drenes de penetración transversal denominados por la práctica americana drenes horizontales (Ref. 15, 23, 24, 25, 26, 27 y, especialmente, 28) son instalaciones de subdrenaje que responden específicamente a la necesidad de abatir del interior de los taludes del corte las presiones generadas por el agua, que sean susceptibles de provocar la falla del corte. Comenzaron a utilizarse en el Departamento de Carreteras de California (E.E.UU.) a partir de los últimos años de la década de los 30s.

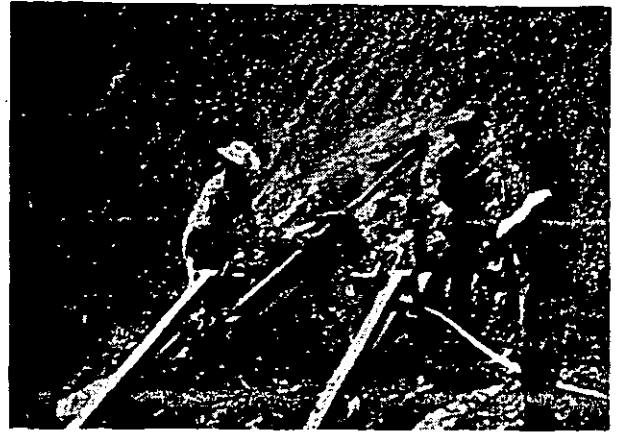


Dren de penetración transversal

Consisten sencillamente en tubos perforados en toda su periferia que penetran en el terreno natural en dirección transversal al eje de la vía, para captar las aguas internas y abatir sus presiones neutrales. Se construyen efectuando primeramente una perforación de 7.5 a 10 cm de diámetro, para lo cual existe la maquinaria apropiada, automática y provista de movimiento propio de avance y retroceso, para facilitar las maniobras. Dentro de la perforación se coloca el tubo perforado de 5 cm de diámetro generalmente, el cual suele ser galvanizado o tener una película de asfalto, como protección contra la corrosión. El tubo se coloca con una inclinación hacia la vía comprendida entre, 5% y 20%; 10% es una pendiente muy común.

Hay siempre tendencia a que el proceso de perforación cambie substancialmente la pendiente adoptada, generalmente disminuyendo por efecto de la gravedad. Naturalmente esto depende mucho de la naturaleza y uniformidad de los suelos perforados y existe la tendencia a que la herramienta de ataque se vaya por las trayectorias de menor resistencia, como fisuras, grietas, estratos blandos, etc. La presencia de cavidades suele ser el problema más grave que se presenta en la perforación de drenes transversales. Comoquiera que la perforación previa para alojarlos no suele ademarse, por razones de costo, los derrumbes en la perforación son normalmente otro problema de consideración; cuando se perfora en zonas en que ha ocurrido una falla y hay movimientos, este peligro es particularmente significativo. El equipo de perforación consiste en una herramienta rotatoria, preferentemente montada en una máquina con movilidad propia (un pequeño tractor, por ejemplo); se utiliza varillaje de 1.52 m (5 pies). Las brocas tricónicas han resultado versátiles para muchos tipos de suelo, en tanto no haya un contenido excesivo de boleas y fragmentos de roca.

La descarga puede ser libre a la cuneta o, en instalaciones importantes, a tubos colectores de unos 20 cm de diámetro, que encaminan las aguas a donde sean inofensivas. La parte del tubo perforado del subdrén que queda próxima a la salida debe dejarse sin perforar en uno o dos metros, para evitar la invasión de vegetación a través de las perforaciones y la obstrucción del tubo.



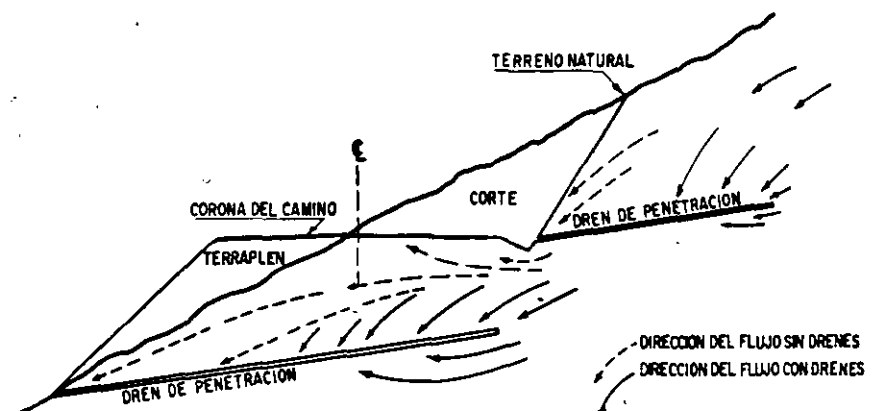
Perforación de un dren de penetración transversal.

La longitud de los drenes de penetración transversal depende mucho de la geometría de la zona en que se instalan, tal como se discutirá brevemente más adelante, pero resulta fácil hacerlos de 50 ó 70 m y, muchas veces, se han hecho de más de 100 m. Naturalmente que la naturaleza del terreno en que se instalan tiene mucho que ver con este aspecto.

Como ya se ha dicho, los drenes de penetración transversal tienen por objeto drenar el agua y/o abatir sus presiones neutrales en grandes extensiones, mayores de las que puede alcanzar cualquier otro método de subdrenaje. También modifican, usualmente en forma favorable, la dirección de las fuerzas de filtración.

Por ello su campo natural de aplicación son los taludes de los cortes y las laderas naturales, especialmente cuando sirven de apoyo a un terraplén. Se requiere un gran número de drenes para lograr buena eficiencia y en terrenos impermeables o en masas de roca agrietada, sin fácil comunicación interna, su zona de influencia puede ser relativamente pequeña, de manera que se requieren espaciamientos cortos; es frecuente verlos hasta cinco metros uno del otro y en dos o más hileras separadas por un espaciamiento vertical similar; diez metros es un espaciamiento muy común. La Fig. VII-22 muestra un croquis de su colocación y efectos para el caso de una sección en balcón de una carretera.

Figura VII-22. Esquema de la influencia de los drenes transversales de penetración en un corte de balcón.





Como todos los demás métodos de subdrenaje, los drenes de penetración transversal no son una panacea de uso universal. Deben instalarse solamente después de realizar las investigaciones necesarias para garantizar su efectividad y la economía del método. Esta investigación puede consistir en sondeos, inspección visual de la zona, estudios geológicos o análisis de la estabilidad de un talud antes o después de una falla o en una combinación de los estudios anteriores. Se trata de definir la secuencia geológica de los materiales, la existencia y nivel de agua y de determinar, siquiera sea cualitativamente, la mala influencia de ésta. Muchas veces los primeros drenes instalados son verdaderos tanteos exploratorios, sobre todo en zonas en donde no existen sondeos previos. La efectividad queda condicionada a que el agua sea causa principal de problemas de estabilidad y a que se localice de tal manera que el nivel freático o la línea de corriente superior del flujo puedan ser interceptados por los drenes. No deben instalarse ciegamente, simplemente porque exista una condición peligrosa en cuanto a estabilidad, inclusive si se ve que el agua subterránea juega un cierto papel.

Los drenes de penetración transversal deben instalarse de manera que puedan ser objeto de un mantenimiento durante la conservación normal de la vía terrestre. Este mantenimiento consiste en su limpieza interior, incluyendo el destapar sus perforaciones. Para ello existe la maquinaria apropiada, generalmente a base de cepillos con cerda metálica, integrados a máquinas de acción mecánica. Esta necesidad obliga muchas veces a la construcción de túneles o grandes tubos que proporcionen acceso a la boca de los drenes.

La efectividad de un conjunto de drenes de penetración transversal puede medirse registrando las variaciones de elevación del espejo del agua en pozos de observación estratégicamente dispuestos en la zona drenada.

La longitud necesaria es uno de los factores más difíciles de definir, sobre todo en áreas en que, como es frecuente en las vías terrestres, no haya suficiente información proveniente de programas detallados de sondeos. Cuando se aplican en un talud de un corte de nueva construcción, puede tenerse una idea bastante aproximada de la longitud requerida dibujando un perfil del talud con los círculos de deslizamiento probables; los drenes deben cubrir con amplitud las masas de suelo susceptibles de deslizarse. Un criterio similar puede usarse cuando se desee estabilizar con drenes de penetración transversal un talud ya construido que empiece a moverse o muestre otros signos de inestabilidad. Cuando exista o se sospeche que exista una superficie de falla formada; la forma que se conozca de ésta o que pueda razonablemente atribuírsele, orientará de inmediato tanto la disposición como la longitud de los drenes necesarios. Cuando se desee estabilizar una ladera bajo un terraplén, los drenes deberán llevarse a longitud suficiente para cubrir toda la zona susceptible de entrar en conflicto. La Fig. VII-23 presenta croquis que ilustran gráficamente los criterios anteriores en forma general.

Cuando se instalan los drenes transversales sin equipo especializado, lo cual es común en países en desarrollo, se suele recurrir a equipos convencionales de perforación, que requieren de la inyección de cantidades bastante grandes de agua. La difusión de esta agua a presión en la masa de suelo puede producir condiciones transitorias pero muy críticas en la estabilidad general. En la Ref. 28 se describe muy detalladamente el equipo de perforación utilizado por el Departamento de Carreteras de California, que no utiliza agua de perforación. En México se han instalado varias veces drenes de penetración transversal con equipo convencional; la experiencia parece ser que si se ejerce un cuidadoso control sobre las operaciones y sobre el agua inyectada es posible superar



Otro aspecto de la perforación de drenes transversales.

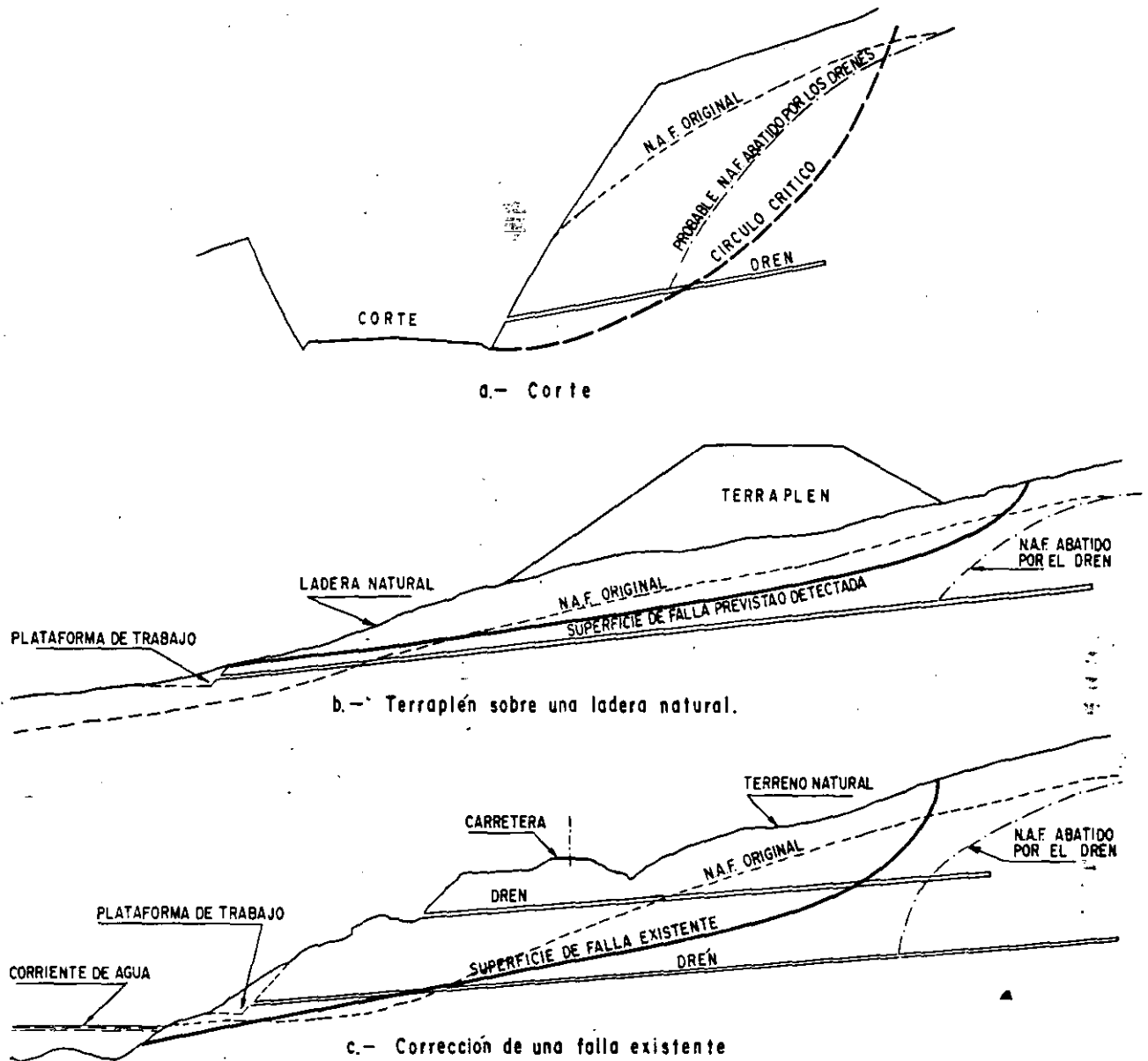


Figura VII-23. Croquis de la disposición de drenes transversales de penetración.

las malas consecuencias de dicha inyección, pero desde luego se debe considerar siempre preferible no utilizar agua de perforación.

Las dos formaciones en donde es probablemente más difícil instalar drenes transversales son las arenas finas limosas y los suelos que contienen grandes boleos y fragmentos de roca; la primera por su tendencia a derrumbarse y formar cavidades durante la perforación y la segunda por las dificultades provenientes de la dureza y la heterogeneidad, que restan eficiencia a la operación y elevan los costos.

Debe entenderse claramente que el objetivo fundamental de los drenes es abatir las presiones neutrales en las masas de suelo cuya estabilidad interesa. El éxito no necesariamente puede medirse por la cantidad de agua que los drenes coleccionan. Pudiera suceder que se interceptase un acuífero muy permea-

ble, con agua libre y en tal caso el gasto drenado podrá ser impresionante; pero también podrá ocurrir que los drenes se instalen en formaciones arcillosas impermeables, en que logren muy eficientemente abatir las presiones de poro y en que contribuyan mucho a la estabilidad, pero coleccionando cantidades de agua mínimas. El dren transversal lleva la presión atmosférica hasta donde penetra y establece una zona de influencia con presión creciente hacia la periferia, que produce un beneficio en un cierto volumen de suelo. Dentro de esa zona de influencia, el agua tiende a fluir hacia el dren, pero la cantidad que llegue depende ante todo de la permeabilidad de la formación. Se ha dicho que en los suelos en que es más interesante abatir la presión de poro pueden ser masas de arcilla y en ellos difícilmente podrán esperarse grandes gastos.

Es común que el gasto colectado tenga variaciones estacionales.

### E. Pozos de alivio

Aunque son relativamente escasos en la tecnología de vías terrestres, los pozos de alivio constituyen un modo útil de resolver algunos problemas específicos. Son perforaciones verticales del orden de 0.40 — 0.60 m de diámetro, dentro de las cuales se coloca un tubo perforado de 10 — 15 cm de diámetro. El espacio anular que queda entre ambos, se rellena con material de filtro. Los pozos se han construido hasta de 20 m de profundidad. Se colocan de forma tal que capten los flujos perjudiciales, o sea ladera arriba de la zona que se desee proteger. Su misión principal es abatir la presión en el agua existente en capas profundas del subsuelo, a las que no es económico o posible llegar por excavación; no suelen ser muy efectivos desde el punto de vista de eliminar toda el agua contenida por el suelo.

Los pozos deberán tener un sistema que elimine el agua que drenen, de otro modo sólo serán un alivio transitorio, pero con el tiempo, al llenarse de agua, se restituirán los niveles y estados de presiones que existían antes de colocarlos. El bombeo es, quizá, el medio más obvio para lograr tal fin, pero es costoso y complica mucho las maniobras de la conservación normal de la vía, por lo que se corre el riesgo de que se descuide o abandone. En algunas ocasiones se ha construido una galería uniendo el fondo de los pozos, a modo de un pequeño túnel; este procedimiento, salvo casos especiales, también es costoso, sobre todo por lo que pueden llegar a complicarse las obras de conducción, para llevar las aguas a donde sean inofensivas. La Fig. VII-24 ilustra el que probablemente es el mejor medio de eliminar las aguas que colecten los pozos de alivio. Se trata de

hacerlo por medio de drenes de penetración transversal. Naturalmente que será muy difícil lograr una conexión física entre el pozo y el dren transversal, dadas las imprecisiones de la perforación, pero esta limitación quizá no es importante, pues los drenes transversales pueden captar mucha del agua que tienda a acumularse en los pozos y, desde luego, impedirán la generación de presiones neutrales de importancia.

En el caso de la figura, los pozos se han colocado en dos pantallas, con dos hileras en cada pantalla y se ha dispuesto también una doble línea de drenes transversales para drenaje.

La Fig. VII-25 (Ref. 26) muestra un procedimiento ingenioso desarrollado por el Departamento de Carreteras del Estado de Washington para proporcionar drenaje a los pozos de alivio. Se trata de un sifón, cuya única limitación es la profundidad en que puede operar, al igual que todos los sifones.

En la figura se muestran dos alternativas de diseño, una metálica y otra con tubo de concreto perforado. El sistema puede también usarse en otras estructuras de drenaje que se comentarán posteriormente, tales como trincheras estabilizadoras o galerías filtrantes.

El espaciamiento entre los pozos de alivio es un factor muy importante, tanto por lo que se refleja en la efectividad del sistema, como en su costo. Los espaciamientos comprendidos entre 5 y 10 m son comunes, como también lo es formar la pantalla con dos hileras próximas traslapadas.

El método de los pozos de alivio tiene en su contra el costo, que suele ser alto; no es fácil que se justifiquen económicamente allí donde la perforación sea dificultosa o, sobre todo, donde el pozo haya de ser ademado, antes de colocar su relleno.

La Fig. VII-26 permite calcular la capacidad de un pozo de alivio para colectar agua, proporcionando al mismo tiempo el gasto que ha de ser drenado. Co-



Instalación de pozos de alivio.

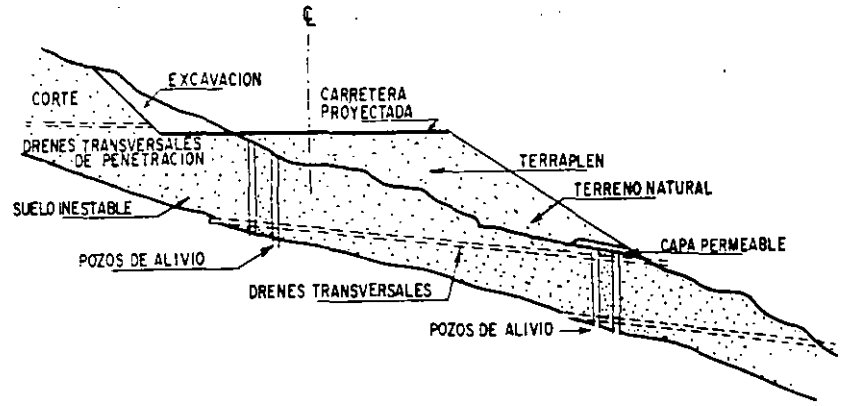


Figura VII-24. Pozos de alivio combinados con drenes transversales de penetración.

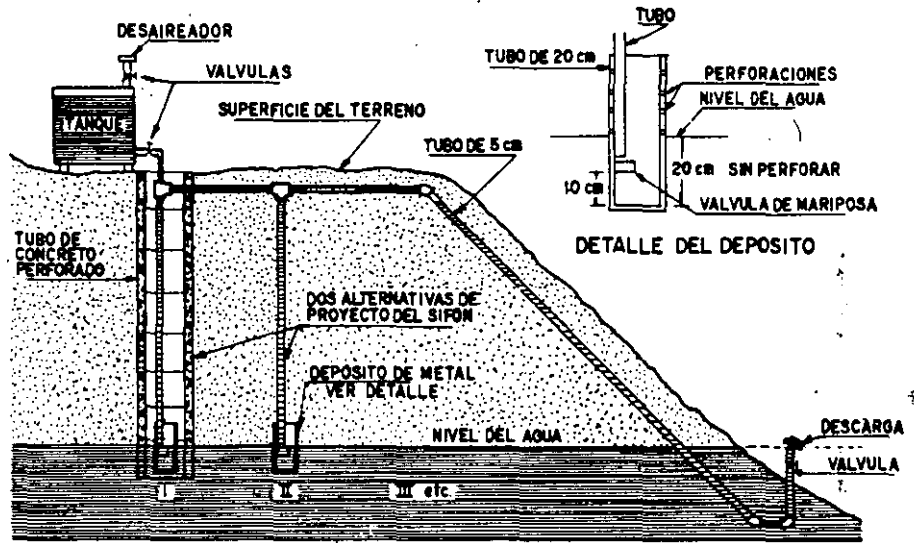


Figura VII-25. Sifón para descarga de pozos de alivio (Ref. 26).

responde a cálculos teóricos hechos con base en redes de flujo. La parte *a* de la figura se refiere a un flujo horizontal que se dirija hacia el pozo desde el terreno circundante, que se supone saturado.  $D_p$  es el diámetro del pozo y  $D_t$  el del tubo perforado; la diferencia es el espesor de filtro. La gráfica permite calcular el factor de forma de la red de flujo en torno al tubo perforado, en función de la relación de los diámetros del tubo y del pozo. Calculado dicho factor de forma, el gasto por eliminar será:

$$Q = kh F_f L \quad (7-10)$$

donde  $k$  es el coeficiente de permeabilidad del material de filtro colocado;  $h$ , la carga hidráulica que produce el flujo (que en general habrá de ser estimada) y  $L$  es la profundidad del pozo.

La parte *b* de la Fig. VII-26 muestra otra gráfica de interés, referente ahora al gasto que se colecta en el fondo de un pozo de alivio, cuando el drenaje se hace por una galería conectada a dicho fondo o por un dren transversal que aflora en esa zona del pozo de alivio. El gasto se da en términos de la permeabilidad del filtro y del diámetro del pozo.

#### F. Capas permeables profundas con remoción de material

Cuando bajo la zona en que se colocará un terraplén, existe una capa saturada de suelo de mala calidad y de espesor relativamente pequeño (no más de 3 ó 4 m) y debajo de esa capa hay materiales de mucha mejor calidad, puede pensarse en remover totalmente el suelo malo en una faja bajo el camino por construir y en la longitud necesaria. La Fig. VII-27 esquematiza una instalación de tal tipo.

La excavación para la remoción podrá recubrirse con una capa de 50 cm o un metro de material de filtro, disponiendo la correspondiente tubería perforada de captación y un sistema de desfogue. Posteriormente, la excavación se rellenará con material de buenas características, debidamente compactado.

La capa drenante colocada evita que el relleno compactado sufra en el futuro los efectos adversos del agua. Adicionalmente, el sistema permite que el terraplén se apoye a fin de cuentas en terreno firme, por lo que la solución debe verse como mixta, entre mejoramiento de terreno de cimentación y subdrenaje.

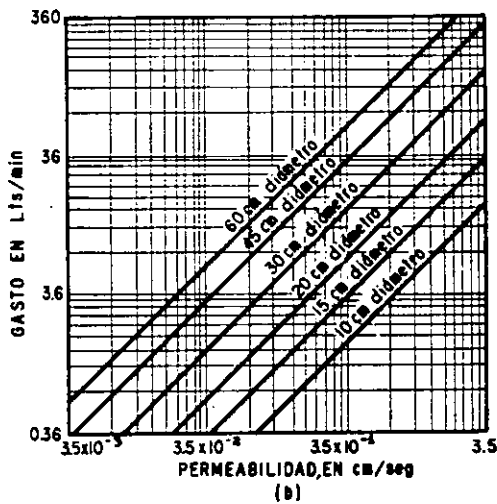
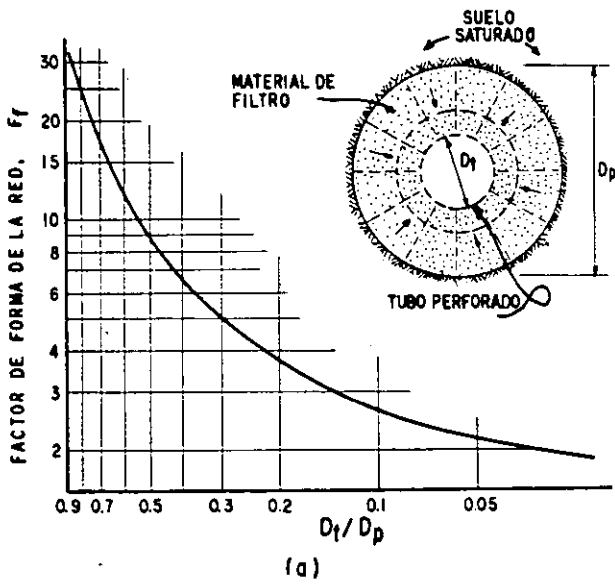


Figura VII-26. Gastos de pozos de alivio (Ref. 23).

El límite lógico para esta solución es el espesor del material malo, que cuando es importante la hace prohibitiva por razones económicas. Una precaución importante consiste en determinar por exploración

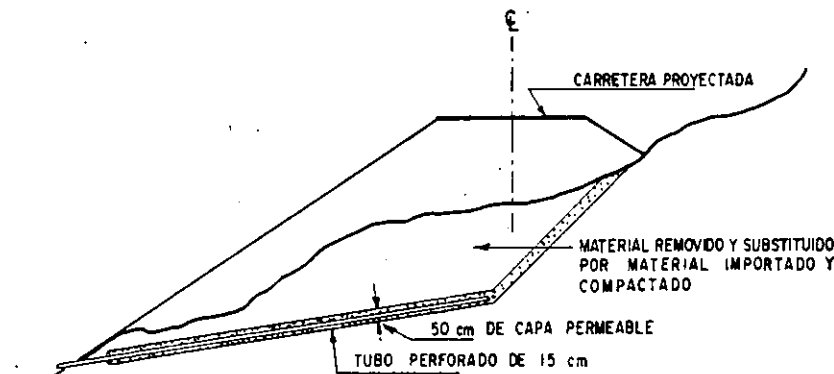
que se esté removiendo realmente el material a través del cual ocurre el flujo, pues ha sucedido que por abajo del estrato firme en que se confió, existía otro estrato débil saturado, de manera que la remoción por arriba de él no produjo un cambio substancial en las condiciones de estabilidad de la zona.

G. Trincheras estabilizadoras

Cuando en una ladera natural existe flujo de agua y está formada por grandes espesores de materiales cuya estabilidad se ve amenazada por él y sobre tal ladera ha de construirse un terraplén, la remoción de todos los materiales malos y su sustitución por otros mejores resulta ya difícil y, desde luego, antieconómica. En estos casos puede pensarse que basta captar el flujo y eliminar el agua en una zona bajo el terraplén de profundidad y ancho suficiente para garantizar la estabilidad local; en la práctica esto se logra drenando las aguas de una zona que abarque aquella por la que podría desarrollarse un círculo de deslizamiento del conjunto formado por el terraplén y su terreno de cimentación.

La Fig. VII-28 muestra en croquis algunas posibilidades de trinchera estabilizadora adaptadas a diferentes circunstancias concretas de casos específicos (Ref. 29).

En general, una trinchera estabilizadora es una excavación dotada en su talud aguas arriba de una capa drenante, con espesor comprendido entre 0.50 m y 1.00 m de material de filtro y un sistema de recolección y eliminación de agua en su fondo, el cual suele consistir de una capa de material de filtro del mismo espesor arriba citado, dentro de la cual hay tubería perforada (de 15 ó 20 cm de diámetro usualmente, o mayor si se espera gran gasto) para conducir rápidamente el agua captada; esta última debe conectarse a una tubería de desfogue que lleve el agua a donde sea inofensiva. Este desfogue puede ser, por cierto, un grave problema si la excavación es profunda y la topografía no es favorable. A veces el problema puede resolverse simplemente prolongando la tubería longitudinal hasta algún bajo o cañada apropiados; otras veces será necesario dotar a la trin-



NOTA: EN EL EXTREMO DE SALIDA, EL TUBO NO DEBERA ESTAR PERFORADO

Figura VII-27. Remoción de material blando y colocación de una capa permeable bajo terrapienes.



Construcción de otra gran trinchera estabilizadora en la autopista Tijuana-Ensenada.

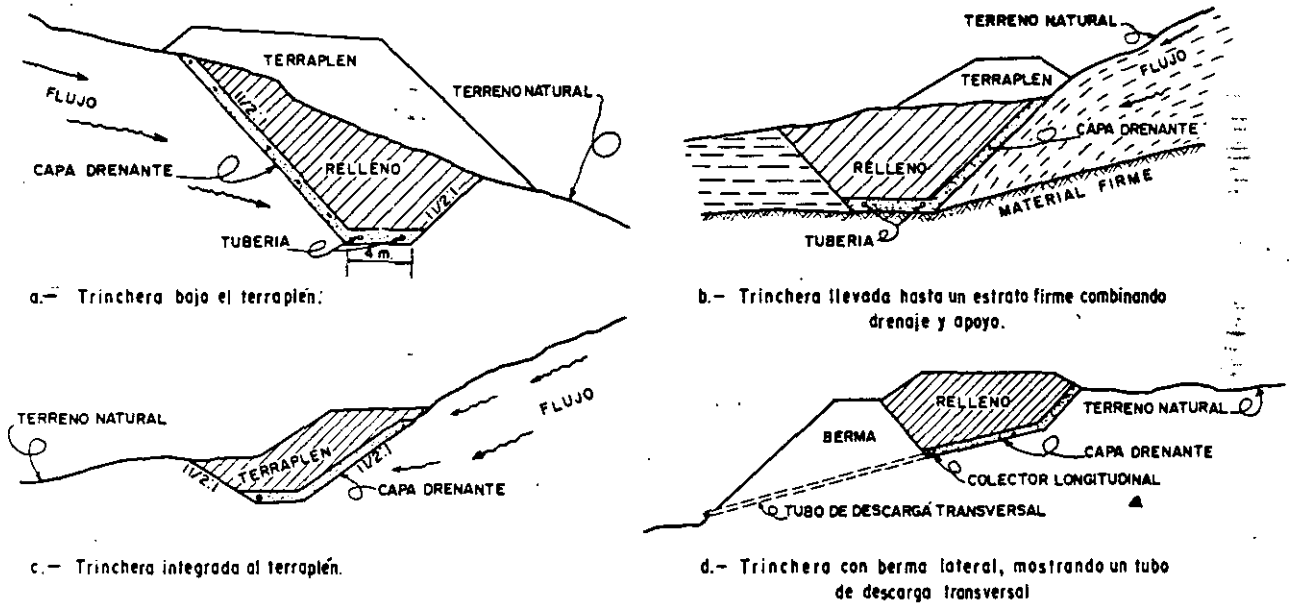


Figura VII-28. Tipos de trincheras estabilizadoras.

chera de tubos transversales que eliminen sus aguas y que deberán alojarse en zanja o en túnel; finalmente, hay ocasiones en que los problemas de desfogue son tan complicados y conducen a soluciones tan caras que se ha recurrido a eliminar el agua captada por la trinchera por medio de bombeo. Los autores de este libro no conocen ningún caso en que haya tratado de drenarse el fondo de una trinchera estabilizadora por medio de drenes de penetración transversal, pero ésta parece ser una posibilidad que pudiera resultar útil en algunas ocasiones; en tal caso no sería necesaria la tubería perforada y probablemente convendría construir el fondo de la trinchera con un sistema apropiado de pendientes y sobre una plantilla más rígida e impermeable, que debería ser atravesada por los drenes.

El fondo de la trinchera deberá tener el ancho suficiente para permitir la operación eficiente de equipo de construcción, lo cual se logra con unos 4 m. Los taludes de la excavación deberán ser estables durante la construcción, pues el relleno posterior elimina el problema a largo plazo. Comoquiera que es común que las trincheras se ubiquen donde hay mal material, los problemas de estabilidad de taludes en la excavación no son raros; la rapidez de la construcción suele ser un buen aliado para superarlos y en casos extremos se recurre a la construcción por franjas del ancho conveniente, que se van rellendo antes de abrir la siguiente.

El material que rellena la trinchera debe ser de buena calidad, generalmente proveniente de préstamo de banco y debe colocarse con una apropiada compactación por capas.



Excavación para una trinchera estabilizadora.



Construcción de la trinchera estabilizadora de la Figura VII-29

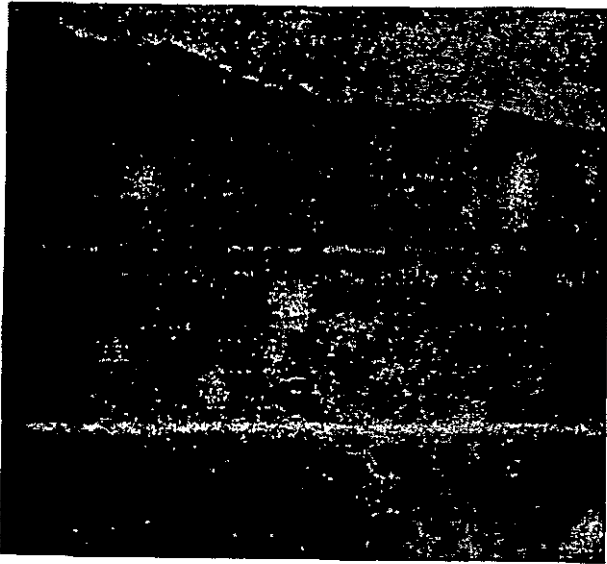
En realidad, una trinchera estabilizadora suele mejorar la estabilidad de un terraplén o de su terreno de cimentación de varias maneras.

1. Realizando la función drenante que ha quedado descrita.
2. Realizando un proceso de sustitución de material, en el cual, se apoya el conjunto terraplén-trinchera en un suelo más firme (parte *b* de la Fig. VII-28) o se modifican las condiciones de estabilidad de tal modo que cualquier posible superficie de deslizamiento resulta tan larga y tan profunda que hace irrealizable la falla (por ejemplo, parte *a* de la Fig. VII-28). La calidad del material de relleno de la trinchera debe ser lo suficientemente buena como

para que no sea de falla cualquier superficie hipotética de deslizamiento que pueda trazarse a través de dicha trinchera.

Así pues, la función de cualquier trinchera estabilizadora es doble. El subdrenaje que proporciona mejora desde luego las características mecánicas del suelo ladera abajo, al cortar físicamente al flujo y también las mejora ladera arriba, abatiendo las presiones en el agua en una importante zona de influencia. Además, el mejoramiento de las características mecánicas del suelo que se substituye en el relleno crea una restricción mecánica a la falla, que puede ser muy importante en muchos casos.

Como ejemplo de esta dualidad de acciones puede mencionarse la importante trinchera estabilizado-



Construcción de una trinchera estabilizadora.

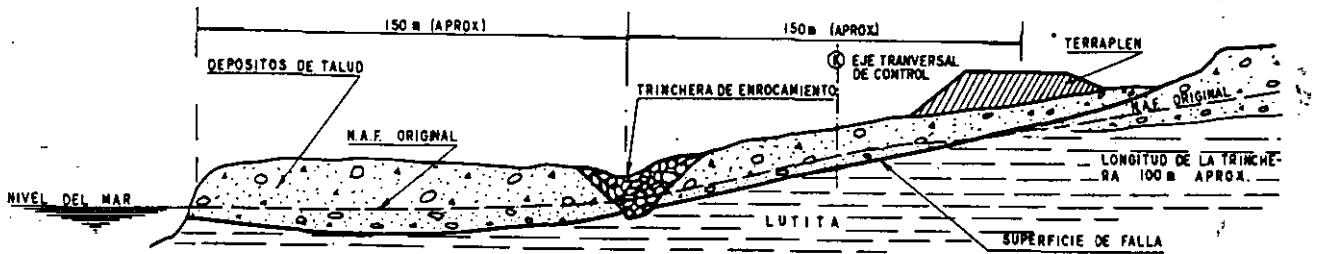
ra construida para estabilizar la falla del km 15 + 050 de la Autopista Tijuana-Ensenada, en el Noroeste de México (Ref. 30).

Un croquis del perfil general de la zona estabilizada y de la sección de la propia trinchera estabilizadora se muestra en la Fig. VII-29.

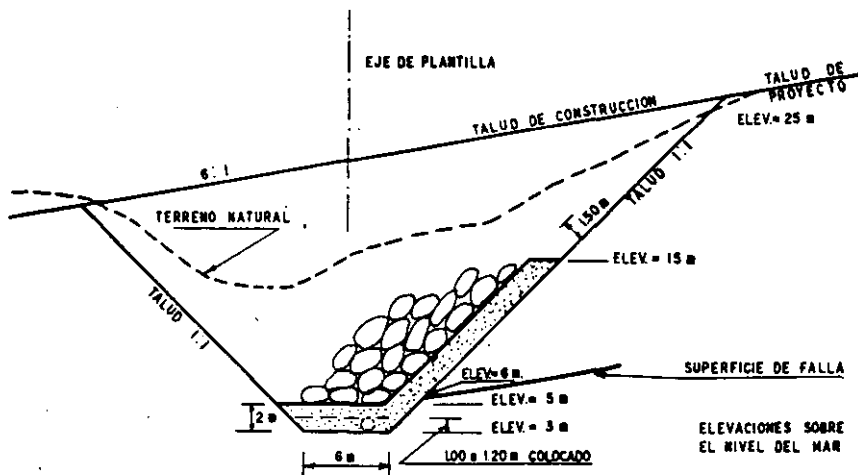
En el lugar existía una superficie de falla previamente formada que se desarrollaba en el contacto entre un depósito de talud y un estrato de lutitas. La parte a de la figura muestra esta situación, así como el nivel freático original, la ubicación del camino y la de la trinchera. Se optó por rellenar la trinchera con un enrocamiento de alta resistencia para aprovechar tanto el efecto drenante como el mecánico. El excelente resultado de la solución, que estabilizó una falla importante, resulta un tanto sorprendente cuando se compara la escala de la obra realizada con la de la zona en desequilibrio; ello hace ver la gran eficiencia de estas soluciones, que suelen ir más lejos de todo lo que es posible cuantificar con teoría.

Naturalmente que en casos como el anterior es posible calcular el reflejo del factor mecánico de la trinchera en el factor de seguridad del conjunto. Mucho más difícil resulta cuantificar el efecto drenante.

La Fig. VII-30 muestra otra interesante solución empleada con completo éxito en otra falla de las



a.- Perfil



b.- Sección de la trinchera

Figura VII-29. Trinchera de enrocamiento en el km 15 + 050 de la autopista Tijuana-Ensenada, México (Ref. 30).



que se manifestaron en la zona de la carretera Tijuana-Ensenada que ya se ha mencionado tantas veces (Refs. 30 y 31). Por razones emanantes de la topografía de la zona (parte a de la figura) se utilizó una solución que podría describirse como algo mixto entre un respaldo de enrocamiento, cuyo efecto estabilizador radica en su peso y una trinchera estabilizadora, con efecto drenante. La gran excavación efectuada se rellenoó con enrocamiento de alta calidad y se colocaron las correspondientes secciones filtro, para impedir la impermeabilización del relleno.

La Fig. VII-31 muestra, ejemplificando los dos casos anteriores, el comportamiento de la trinchera

del km 15 + 050 durante y después de su construcción. Son de notar los enormes movimientos que tuvieron lugar durante el periodo constructivo, pese a que la excavación se realizó por secciones de no más de 10 m de ancho cada una, rellenoando cuidadosamente todas las anteriores antes de abrir la siguiente. Es de notar también la extraordinaria respuesta de la zona a la solución, la cual se mantiene hasta la fecha (noviembre de 1973). El comportamiento se describe con base en los desplazamientos horizontales y verticales de tres puntos, representativos de muchos, situados sobre la corona de la autopista. La visión de los desplazamientos ocurridos hace ver la im-

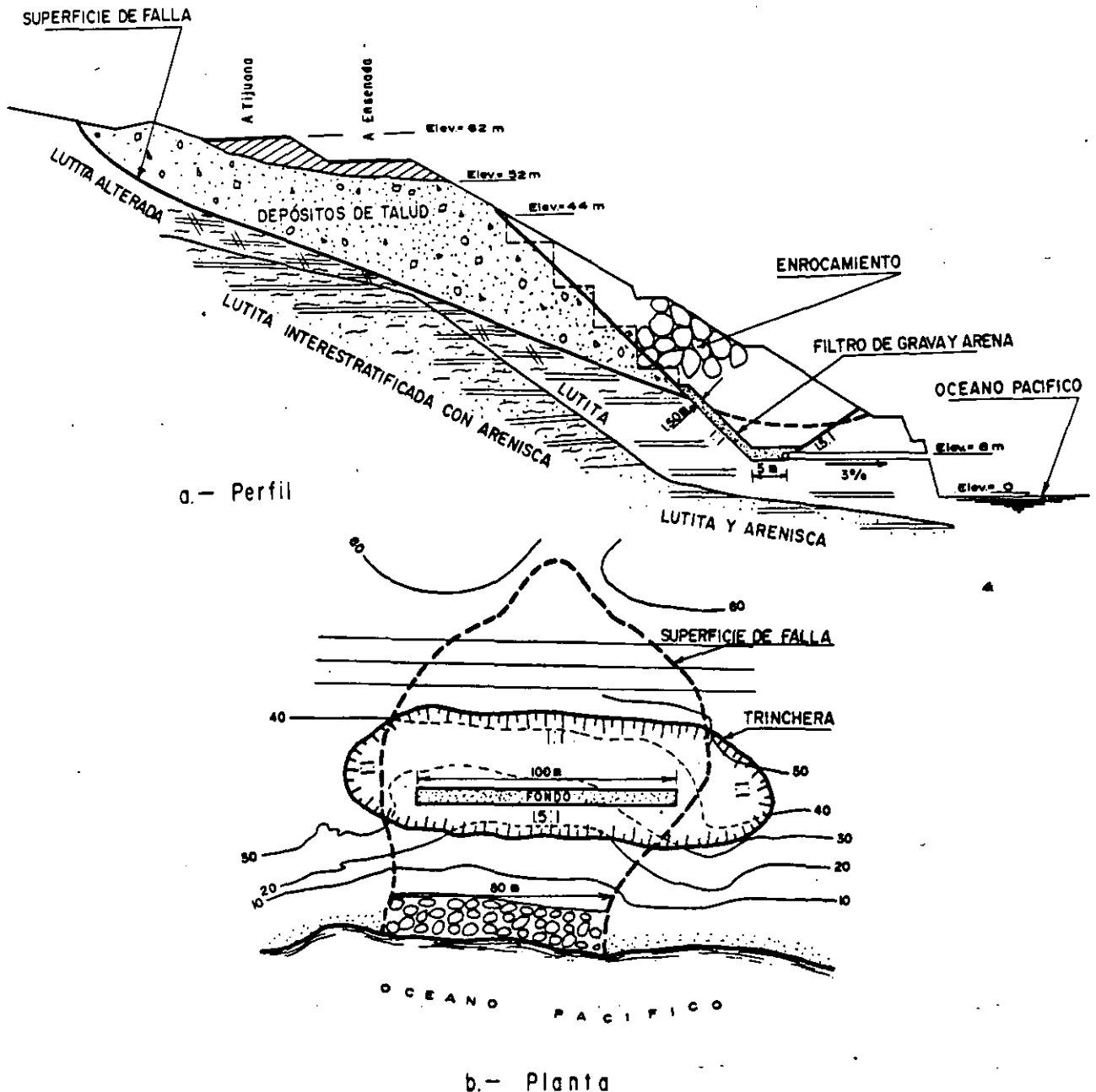
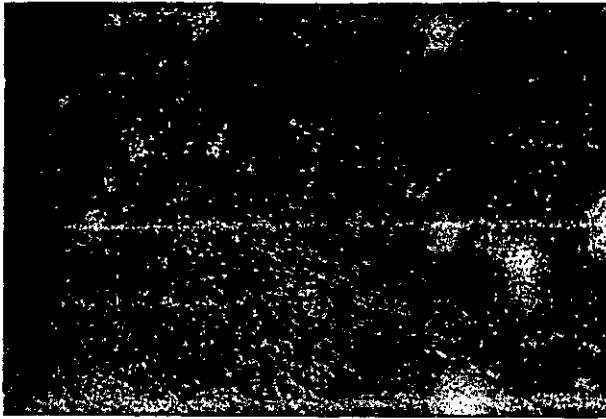


Figura VII-30. Respaldo de enrocamiento con funciones de trinchera estabilizadora, en la falla del km 20 + 400 de la autopista Tijuana-Ensenada, México (Ref. 30).



Construcción de una trinchera del tipo mostrado en la Figura VII-28 b.

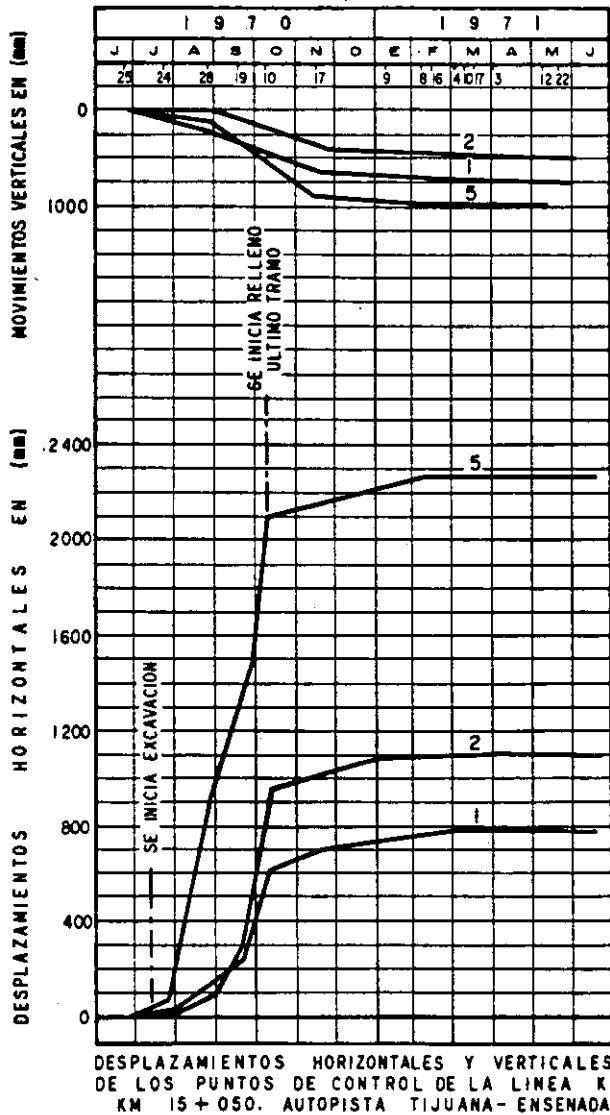


Figura VII-31. Comportamiento de la trinchera del km 15 + 050 de la autopista Tijuana-Ensenada, durante y después de la construcción (Ref. 30).

portancia que la rapidez de construcción suele tener en estas obras.

Las trincheras estabilizadoras no sólo pueden construirse con su eje paralelo a la vía terrestre; en ocasiones se hacen en dirección transversal, normal a la vía, dependiendo de conveniencias dictadas por la topografía.

La práctica de California aconseja (Ref. 29) pensar en la utilización de trincheras estabilizadoras en aquellos lugares en que, existiendo problemas de estabilidad planteados o previsibles y condiciones de flujo, el nivel freático se localice a 10 ó 15 m bajo el terreno natural; seguramente esta norma resulta un tanto rígida si se da a la trinchera estabilizadora el versátil papel que se le ha atribuido en este libro, que va un poco más lejos de la función puramente eliminadora del agua, que considera usualmente la práctica californiana.

Trazando las correspondientes redes de flujo suele poderse tener una idea de los gastos y requerimientos de permeabilidad que puedan presentarse en lo relativo a la capa filtrante que se coloca en el talud de aguas arriba de la excavación. La Fig. VII-32 (Ref. 7) proporciona información de este estilo obtenida del estudio de diversas redes de flujo. El dato práctico interesante sería obtener la relación requerida de las permeabilidades del filtro y del suelo  $\frac{k_f}{k_s} H$ , en la Fig. VII-32, debe interpretarse como la altura del filtro que queda bajo la línea de corriente superior. La figura permite también relacio-

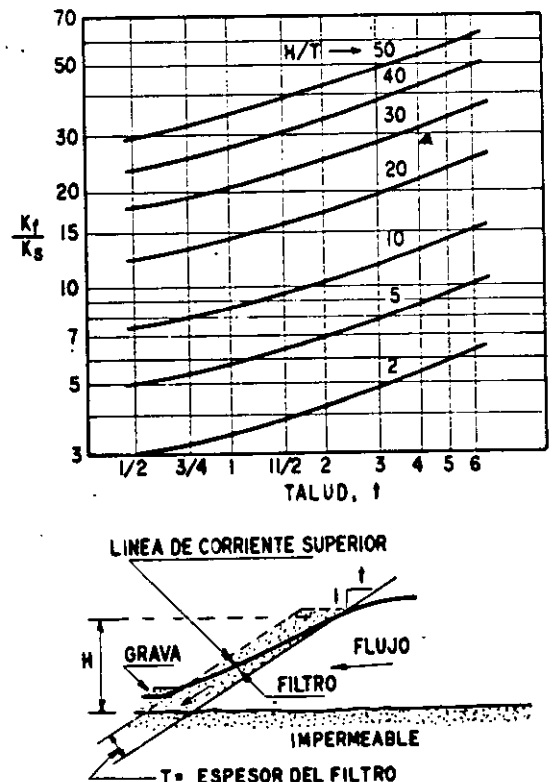
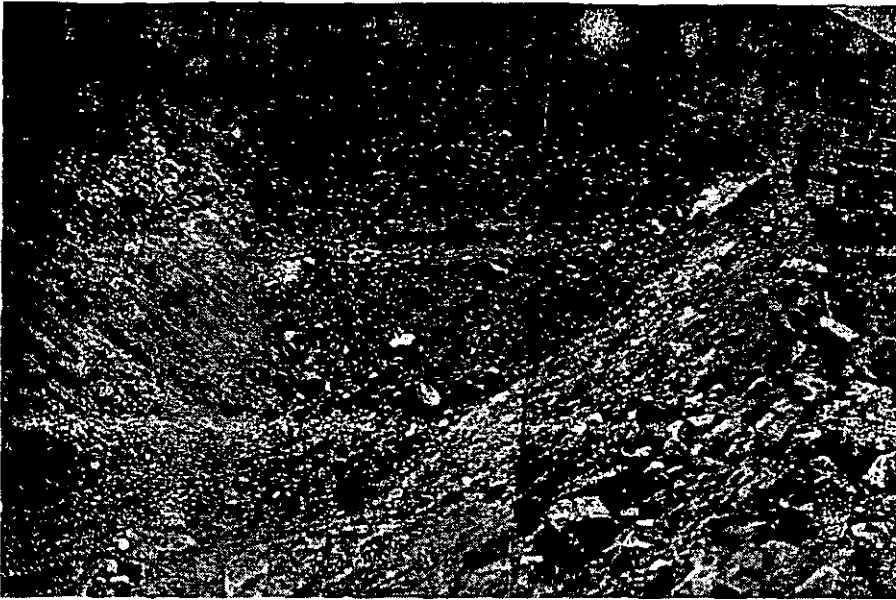
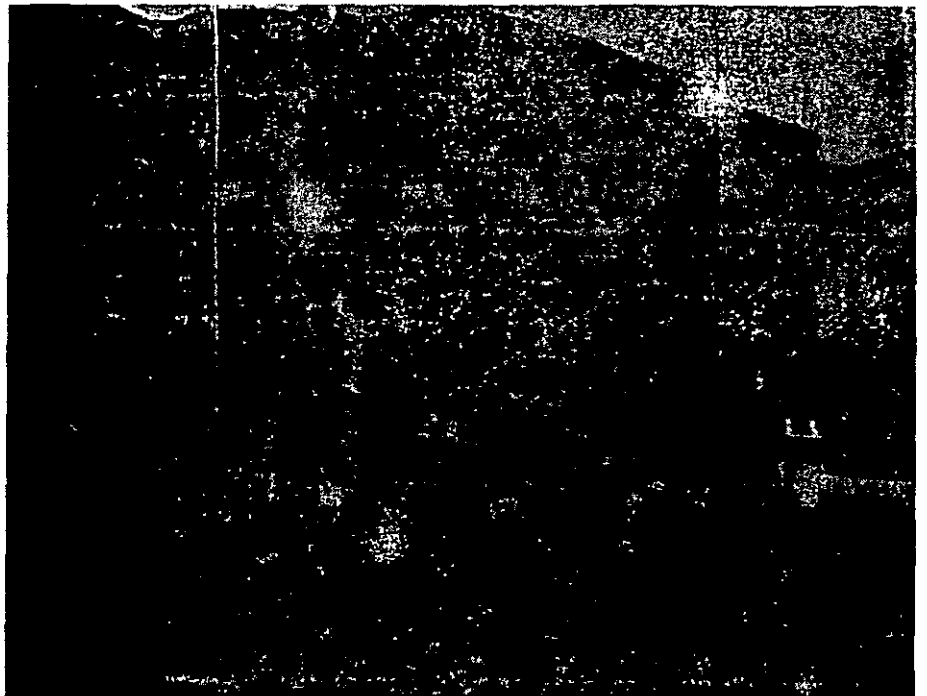


Figura VII-32. Requerimientos de filtros inclinados (Ref. 7).



Construcción de la trinchera estabilizadora de la Figura VII-30.



Construcción de la trinchera estabilizadora de la autopista Tijuana-Ensenada.

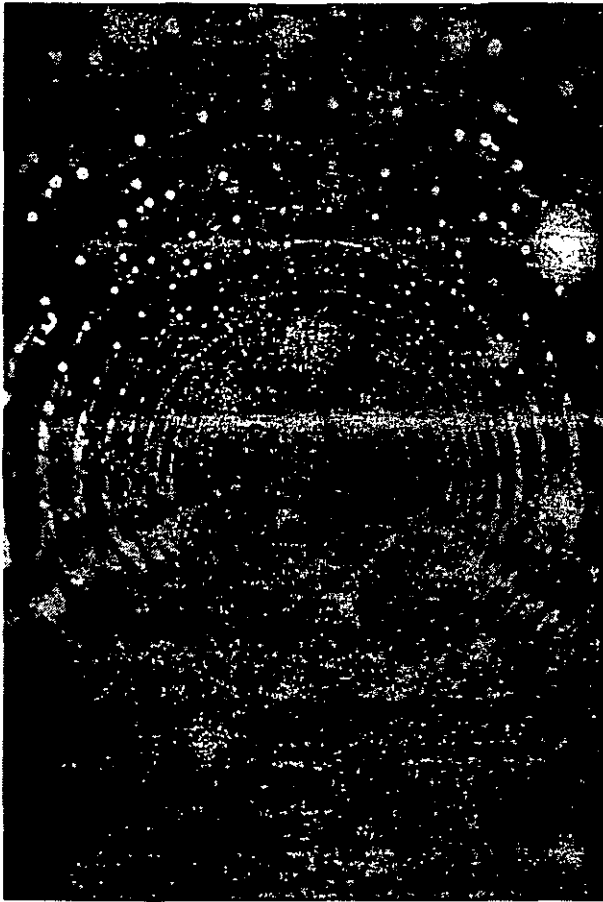
nar las permeabilidades requeridas con los espesores que se proyecten de filtro.

#### H. Galerías filtrantes

Cuando el agua subterránea se encuentra a una profundidad tal que sea imposible pensar en llegar a ella por métodos de excavación a cielo abierto y prevalezcan condiciones topográficas que hagan difícil el empleo de drenes transversales, se ha recurrido en ocasiones a la construcción de galerías filtrantes. La técnica de estas obras es muy ampliamente cono-

cida en el campo de las presas de tierra, pero es mayor cada día el uso que de ellas se hace en problemas relacionados con el subdrenaje de vías terrestres, sobre todo en corrección de problemas en zonas inestables de grandes proporciones; mucho más raramente se construyen como método preventivo.

La galería filtrante es un túnel de sección adecuada para permitir su propia excavación, localizado en donde se juzgue más eficiente para captar y eliminar las aguas que perjudiquen la estabilidad de un talud o de una ladera natural que se use como terreno de cimentación.



Vista interior de la galería filtrante del km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada.

Las técnicas de construcción son las correspondientes a cualquier clase de túneles; no se hará mención especial de ellas en este lugar, pero sus aspectos generales se comentan brevemente en páginas posteriores de este mismo libro, dedicadas a tales temas. El revestimiento de la galería, si resulta necesario, debe ser tal que permita un efectivo trabajo como dren; se ha hecho con un gran tubo metálico perforado embebido en material de filtro, pero por razones de costo suele resultar más ventajoso el revestimiento convencional de concreto, de mampostería o mixto (generalmente, paredes de mampostería y bóveda de concreto), dejando abundantes huecos, para propiciar la función drenante, pero cuidando de no perjudicar la estructural. Es bastante común que la galería filtrante se desarrolle por debajo de una superficie de falla previamente formada y en tal caso puede aumentarse mucho la capacidad drenante disponiendo tubos perforados en abanico radial, que lleguen hasta la zona fallada.

Seguramente el punto de juicio más delicado en conexión con las galerías filtrantes es su ubicación en relación con la planta de la zona cuya estabilidad se desea mejorar; una exploración completa a base de sondeos es ahora necesaria hasta definir la forma de la *concha* de falla en las tres dimensiones del es-

pacio. La instrumentación de secciones con inclinómetros (ver la parte alusiva a instrumentación de campo en este mismo libro) suele dar magnífico resultado para llegar a conocer la forma de la superficie de falla dentro del subsuelo. Definida ésta, la galería filtrante puede desarrollarse por la zona más baja, para coleccionar las aguas en la parte de más difícil drenaje. Ya se ha dicho que constituye la norma usual llevar la galería por abajo de la superficie de falla, con lo que se previenen dislocaciones por eventuales movimientos y se favorece la posibilidad de drenaje.

El desagüe de la galería filtrante puede ser muy sencillo cuando la boca de la galería puede ser drenada por gravedad, pero puede complicarse mucho en caso contrario; hay ocasiones en que ha de recurrirse al bombeo.

Las Figs. VII-33, VII-34 y VII-35 corresponden a la primera galería filtrante que se construyó en México (1965). Se muestra la planta general de la zona de la Autopista Tijuana-Ensenada en la que se realizó la obra, así como el perfil esquemático y la sección estructural de la propia galería. La obra tiene unos 200 m de longitud y está complementada por abanicos de drenes de penetración frontales y por tubería drenante colocada en los últimos 100 m de desarrollo (Fig. VII-35). Esta obra sirvió para estabilizar totalmente hasta el momento presente la más dramática de las fallas ocurridas en el tramo de la Autopista Tijuana-Ensenada, ya otras veces mencionada; incidentalmente, ésta fue la primera falla que evolucionó ya durante el período de construcción, presentando movimientos totales acumulativos máximos hasta de 2 m en la dirección vertical, sobre la corona del camino y de 1.80 m, hacia el mar, en la dirección horizontal, en la parte más alta de la superficie de falla, al pie del gran cantil de lutita sana (Fig. VII-33).

Durante el período de exploración fue posible definir de forma muy completa la configuración interna de la superficie de falla, sobre la cual ocurrían los movimientos. Construida la estructura drenante, la respuesta de la masa en movimiento a su efecto



Galería filtrante del km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada. Cambio de sección del tubo a concreto.

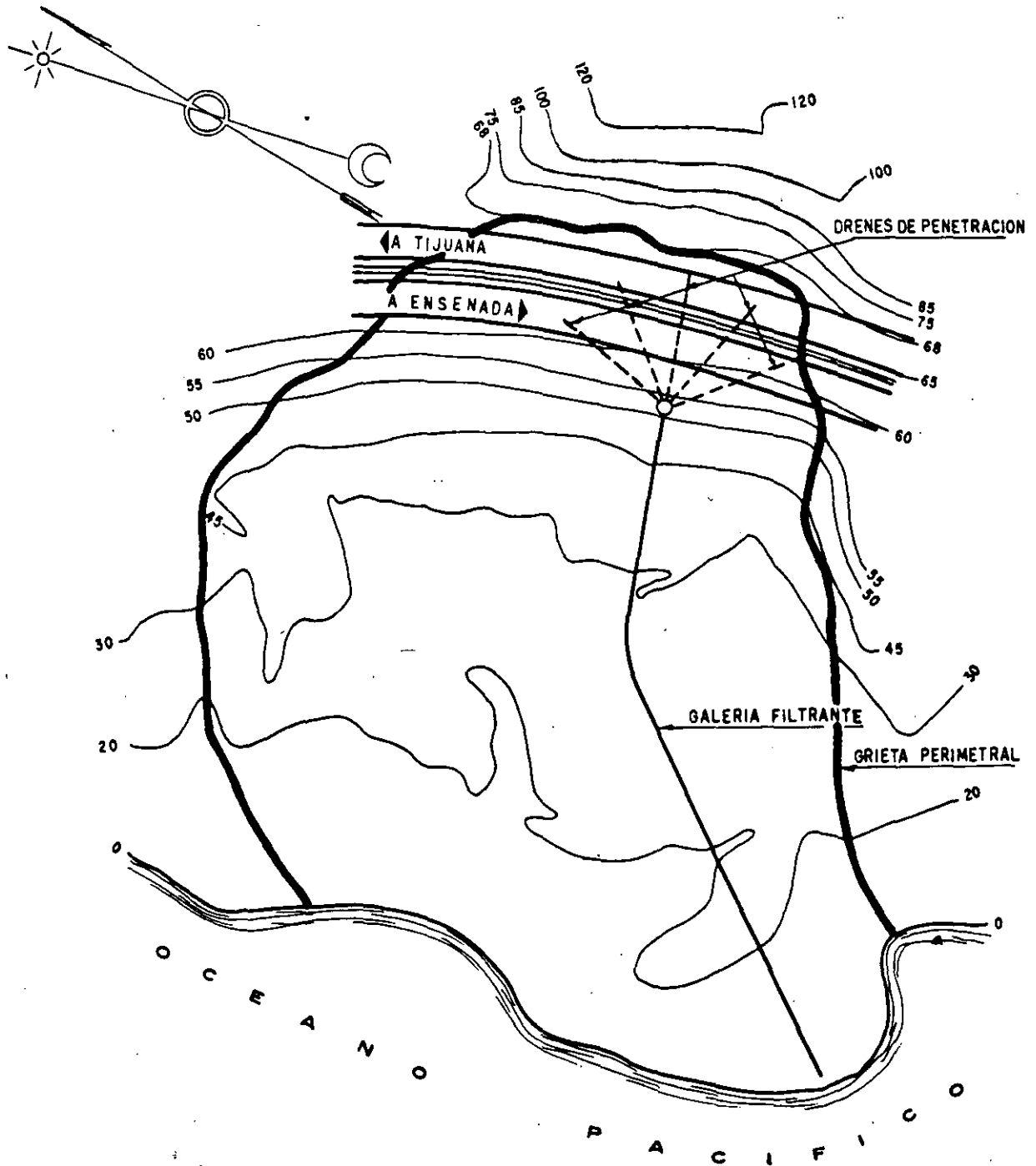


Figura VII-33. Planta de la galería filtrante construida en el km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

fue no menos dramática que la falla misma; los movimientos se detuvieron por completo, sin que se haya registrado ninguno hasta el momento presente (1973).

La galería se comenzó con un gran tubo metálico tipo ARMCO (1.80 m de diámetro), embebido en material de filtro, hasta completar una excavación total del orden de 2.50 m de diámetro. Esta sección se cambió a la de la Fig. VII-35 a partir de los pri-

meros 30 m, por razones de costo. La galería se drena por bombeo en su boca.

La Fig. VII-36 muestra una planta de la zona de falla del km 15 + 500 de la misma autopista Tijuana-Ensenada, donde se ha construido otra importante galería filtrante, ahora en forma de T. En la misma figura se muestra la localización de 10 inclinómetros que permitieron conocer con bastante detalle la configuración interior de la superficie de

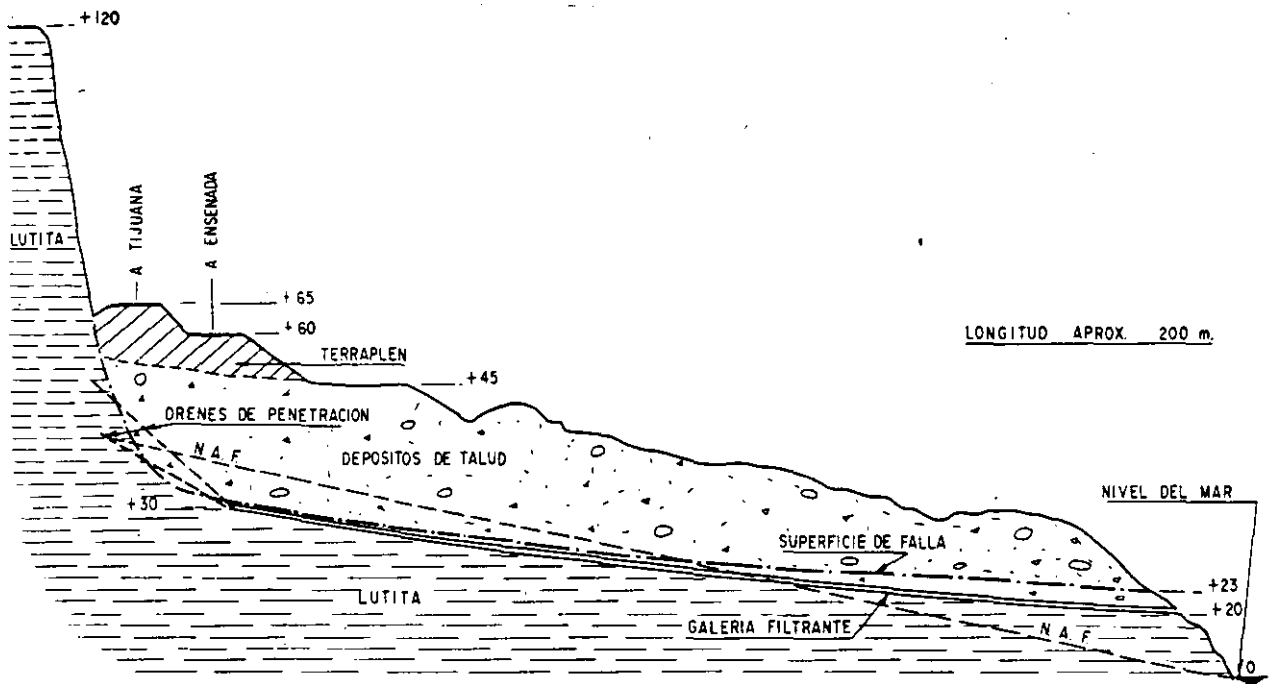


Figura VII-34. Perfil de la galería filtrante del km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

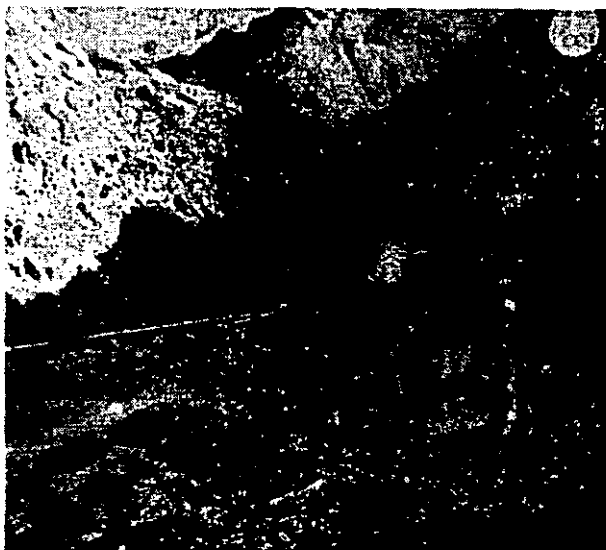
falla preexistente. La Fig. VII-37 muestra los datos típicos de desplazamiento horizontal registrados por uno de los inclinómetros.

La Fig. VII-38 proporciona la forma aproximada de la superficie de falla en una de las secciones en que fue determinada. El nivel cero corresponde al Océano Pacífico. Dicha superficie de falla se desarrollaba también básicamente en un contacto entre depósitos de talud y un manto muy potente de lutita. Se construyó en el sitio un terraplén de 17 m de altura para la autopista. La galería filtrante que se

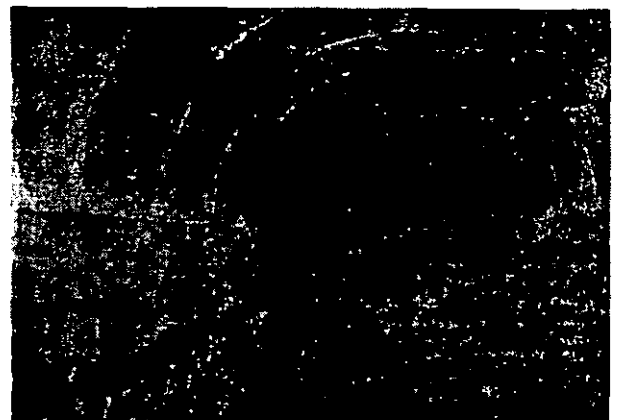
construyó para drenar la zona aparece dibujada en planta en la Fig. VII-36 y en perfil esquemático en la Fig. VII-38 (naturalmente en este sentido esta última figura no es fiel, pues la galería no se desarrolla exactamente sobre la sección de falla dibujada).

En la Fig. VII-39 aparece la sección constructiva de la galería; puede verse que su capacidad drenante se reforzó por medio de un abanico de drenes de penetración, de tubo perforado, que se llevaron hasta interceptar la superficie de falla.

La Fig. VII-40 muestra la variación del nivel de aguas freáticas en dos puntos de la zona de influencia de la galería filtrante; nótese que ésta fue muy marcada en el pozo I-4 (Fig. VII-36) muy próximo a la T de la galería y menos marcada, pero también consistente en el pozo I-6, mucho más alejado. Re-



Boca de la galería filtrante del km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada.



Interior de la galería filtrante del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada.

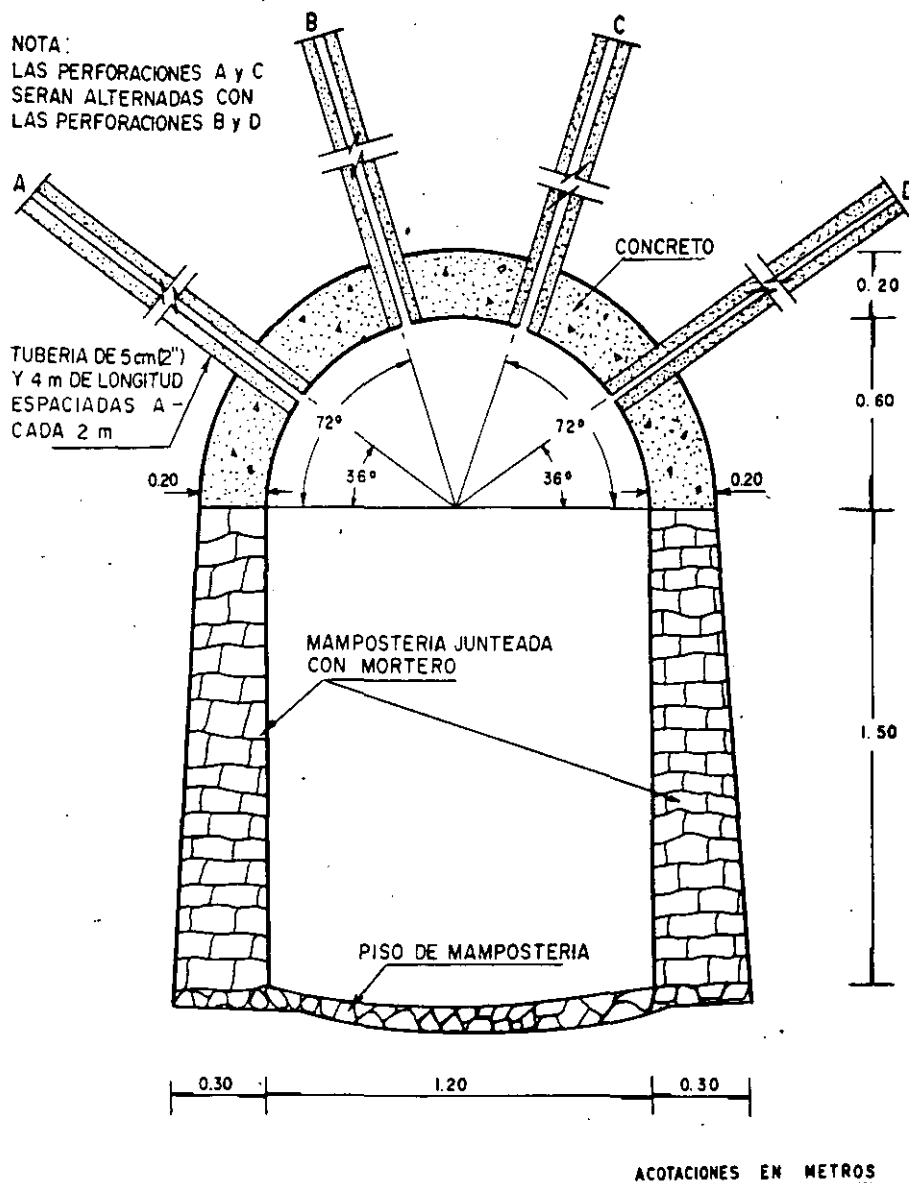


Figura VII-35. Sección transversal de la galería filtrante en el km 49 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

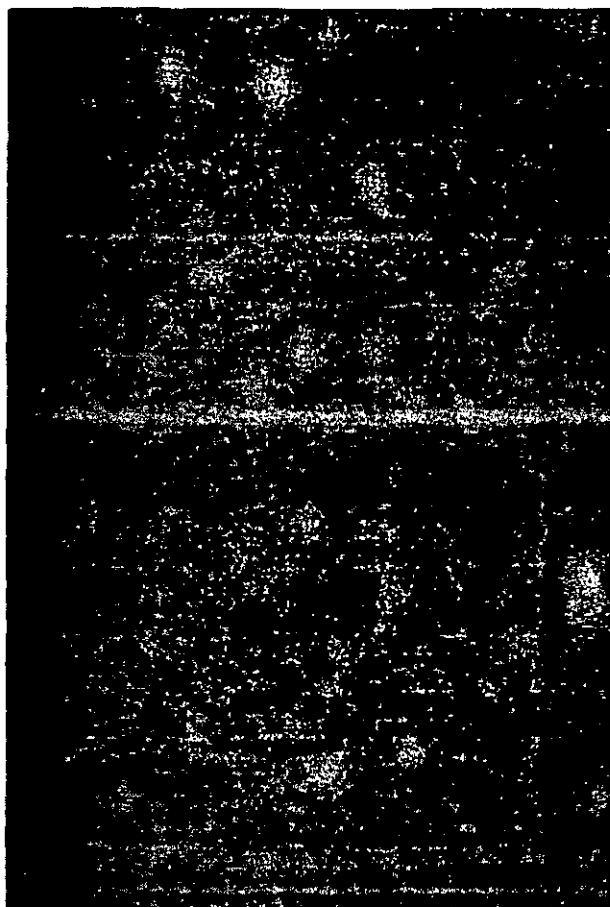
salta la influencia de los abanicos de drenes de penetración, sobre todo en las zonas próximas a la galería. En el momento presente (1973), el nivel freático parece estar próximo a una estabilización definitiva y los movimientos de la zona fallada se han detenido muy satisfactoriamente, según se hace ver en la Fig. VII-41, en la que se muestran aquéllos para los mismos puntos I-4 e I-6. Debe notarse la respuesta relativamente lenta de los movimientos a la presencia de la galería, sobre todo en los puntos más alejados de ella.

#### VII-5 EFECTOS CAPILARES EN EL SUBDRENAJE

Sobre el nivel de aguas freáticas se tiene un panorama algo más complejo para explicar la presencia del agua, sus efectos y su movimiento. El suelo está saturado hasta la altura capilar, pero por arriba de

ese nivel tiene un grado de saturación menor y aun cuando las fuerzas de gravedad y de viscosidad siguen jugando un papel importante, en las zonas situadas sobre el nivel freático las fuerzas capilares intervienen también vigorosamente. Estas fuerzas fueron someramente analizadas en el capítulo I de esta obra e incluyen efectos de tensión superficial y de interacción fisicoquímica entre el agua y las paredes minerales de los canaliculos en el suelo. Las Refs. 32 y 33 contemplan algo de los aspectos teóricos de los mecanismos a través de los cuales es posible estudiar estos fenómenos.

Las fuerzas resultantes de los efectos de tensión superficial son de tensión en el agua y generan presiones de poro negativas; esa tensión aumenta cuando el grado de saturación disminuye. En la zona de saturación parcial, sobre la altura capilar del suelo, existe también agua vaporizada; la tensión de vapor disminuye cuando la temperatura disminuye también.



Boca de la galería filtrante del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada.

La Fig. VII-42 (Ref. 34) muestra la condición de equilibrio del agua sobre el nivel freático. Dentro de la altura capilar ( $h_c$ ) el suelo se encuentra, como se dijo, saturado; existe continuidad en el agua y la presión en ella sigue una ley hidrostática. Sobre esta zona está otra de saturación parcial, en la cual el grado de saturación disminuye rápidamente con la altura y en la que el agua ya no llena todos los vacíos, a pesar de lo cual guarda todavía continuidad en los contactos intercomunicados de los granos del suelo.

En esta zona, el esfuerzo efectivo ya no es el total menos la presión en el agua, puesto que este último esfuerzo no actúa sobre toda el área de los vacíos.

Todavía por arriba de la zona de saturación parcial con continuidad en el agua hay otra zona con saturación también parcial, pero con grado de saturación aún menor y decreciente con la altura, en la que se rompe ya la continuidad en el agua y, por lo tanto, en la que ya no se puede hablar de ley hidrostática de presión. En esta zona el agua desarrolla meniscos en los contactos entre los granos y el esfuerzo en el agua depende del radio del menisco desarrollado.

En toda la zona de saturación parcial, tanto donde hay como donde no hay continuidad en el agua, existe agua vaporizada susceptible de moverse. El

cómo se mueva o el que a fin de cuentas se mueva depende del gradiente de presión del vapor que pueda existir. Por ejemplo, la evaporación superficial reduce la tensión de vapor en las capas superiores del suelo e induce la correspondiente ascensión de humedad. Si en la superficie la temperatura disminuye mucho, ocurre lo mismo y lo contrario si se eleva.

Solamente puede ocurrir flujo del agua capilar en la zona de saturación parcial en la que hay continuidad de agua. Si hay equilibrio, la tensión capilar debe ser igual a la presión hidrostática  $\gamma_w z$  y no habrá movimiento; si la tensión capilar cambia, aumentando o disminuyendo, se producirá el correspondiente flujo de agua. La evaporación en las capas superiores de la zona de saturación parcial disminuye el grado de saturación, disminuyendo también los radios de los meniscos del agua en los vacíos del suelo, con lo que aumenta la tensión capilar. A la vez, como un resultado de la pérdida del agua, el espesor de la zona de saturación disminuye al valor  $h'_c$  (Fig. VII-43, Ref. 34). En el nuevo nivel  $h'_c$ , nueva frontera entre la zona saturada y la no saturada, la tensión capilar se mantiene la que era antes al nivel  $h_c$ , modificándose por ello en lo necesario los meniscos del agua, pero si es mayor que la presión hidrostática al mismo nivel, que solamente vale  $\gamma_w h'_c$  (ver parte a de la Fig. VII-43). Como consecuencia de ello, se producirá un flujo ascendente con un gradiente:

$$i = \frac{\Delta u}{\gamma_w h'_c} \quad (7-11)$$

Esta es la razón por la cual en las regiones áridas y de intensa acción solar ocurre un continuo flujo de agua hacia la superficie de los suelos. El agua ascendente arrastra sales, que quedan en la zona de saturación parcial como residuo de la evaporación del agua.

El aumento de la concentración de sales en las capas superiores del suelo puede contribuir a su cementación y a hacerlo impermeable.

Un efecto similar al de la evaporación en las regiones áridas lo puede causar en regiones húmedas la pérdida de agua superficial por evapo-transpiración intensa en la capa de cobertura vegetal.

El calentamiento de la superficie del suelo por acción solar aumenta la evaporación y acelera correspondientemente el flujo ascendente. En suelos arcillosos compresibles, los aumentos de tensión capilar producen contracción y agrietamiento. A veces, la vegetación al chupar agua, puede producir un efecto similar al de la evaporación, creándose zonas de contracción volumétrica importante en torno a muchas especies de árboles.

Cuando se coloca una estructura sobre el terreno natural se dificulta la evaporación en el área cubierta; de hecho, un terraplén puede prácticamente impedir la evaporación bajo él. El equilibrio estático se alcanza ahora con una elevación de la línea de sa-



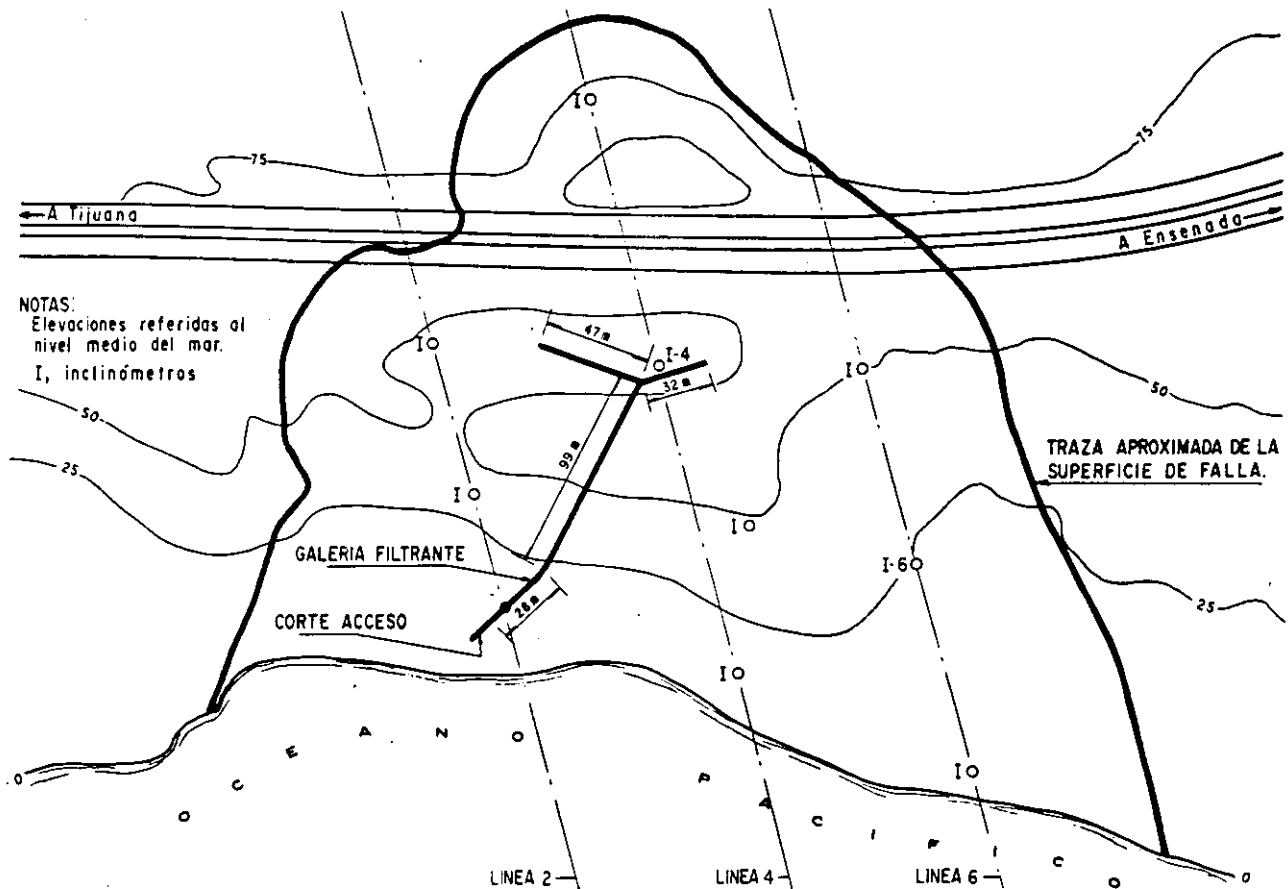


Figura VII-36. Planta de la galería filtrante del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

turación capilar, lo cual suele tener consecuencias bien conocidas, emanantes del cambio de propiedades mecánicas de los suelos con el aumento del contenido de agua (parte *b* de la Fig. VII-43). El efecto anterior se planteará lógicamente con mayor rigor en zonas de intensa acción solar, en las que la evaporación que se impide era muy importante; precisamente el aumento del contenido de agua de suelos próximos a la superficie puede tener en estos lugares las consecuencias más relevantes, pues es lógico pensar que los suelos finos de estas zonas estaban originalmente altamente desecados, por lo que efectos tales como la expansión pueden mostrarse con la máxima importancia.

Si la temperatura sobre la superficie del terreno disminuye mucho y con brusquedad podrán ocurrir también los mecanismos mostrados en la parte *b* de la Fig. VII-43. La tensión capilar aumenta en este caso en un valor  $\Delta u$  al nivel  $h_c$  y correspondientemente se produce una elevación capilar hasta el nuevo nivel  $h_c''$ .

La parte *c* de la Fig. VII-43 muestra otro caso que tiene interés en la práctica de las vías terrestres y que corresponde al aumento del grado de saturación del suelo próximo a la superficie por infiltración de agua, por ejemplo de lluvia. Ahora se producirá

un aumento en el radio de los meniscos, con la correspondiente reducción de la tensión capilar, de manera que la altura de ascensión descenderá, produciéndose una alimentación del agua subterránea.

En las arenas los cambios de tensión capilar son comparativamente pequeños en todos los casos, pues lo grande de los vacíos del suelo limita la magnitud de esos esfuerzos. Los efectos son mucho más notorios en las arcillas. La proximidad del nivel freático a la superficie del terreno es también determinante en la magnitud de estos efectos. Niveles freáticos muy profundos seguramente no propician cambios importantes en los contenidos de agua superficiales, aun en los lugares de mayor acción solar y aun cuando se impermeabilicen áreas importantes de la superficie.

Los diferentes sistemas de subdrenaje que se han discutido en este capítulo darán salida al agua contenida en el suelo, siempre y cuando en la inmediata vecindad del dren las presiones en el agua sean iguales o superiores a la atmosférica, la cual puede considerarse que prevalece en el interior de dicho dren en primera aproximación y si éste satisface los requisitos de permeabilidad convenientemente; pero no drenarán agua alguna de aquellas zonas en que el agua se encuentre a presión menor que la atmosférica.

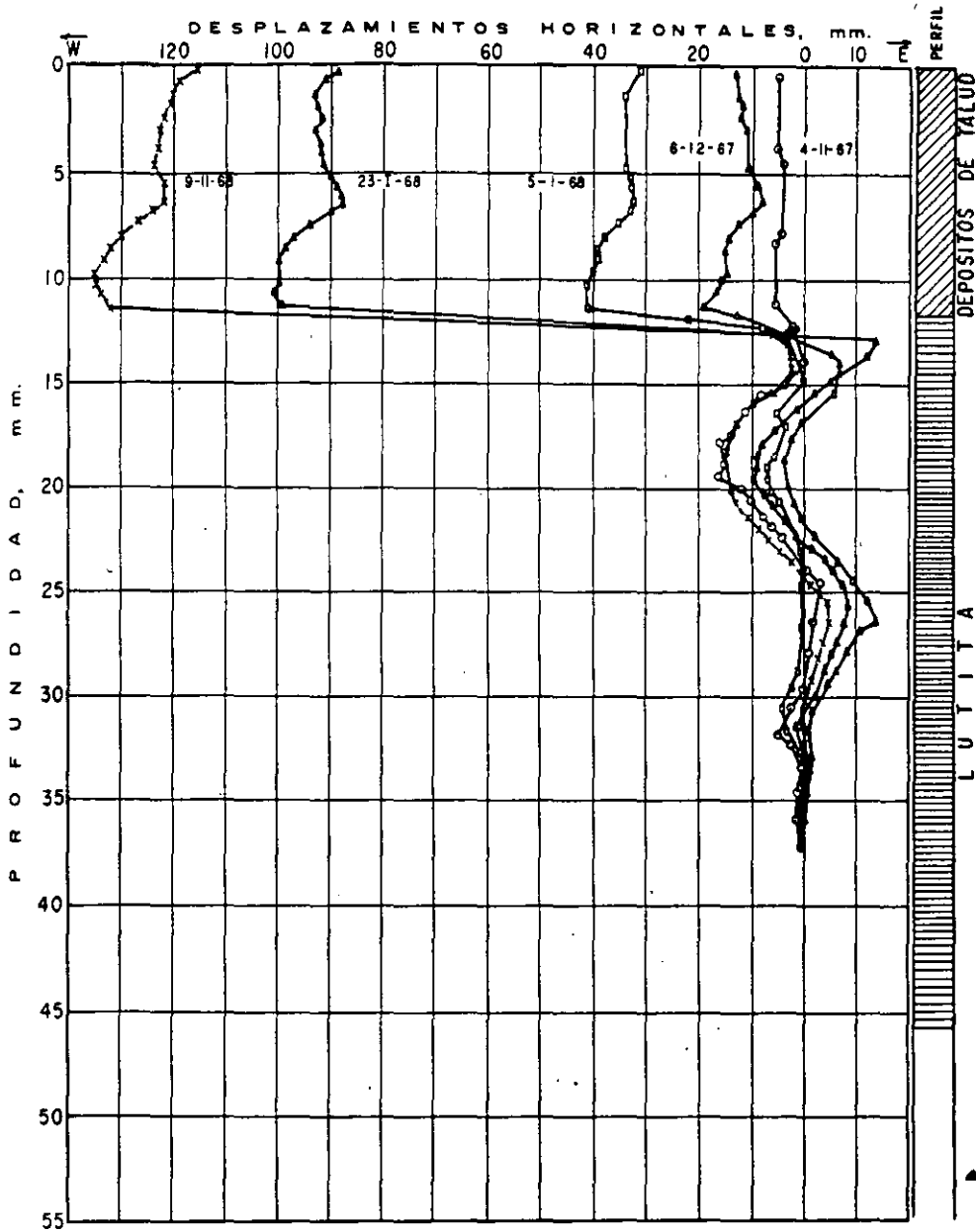


Figura VII-37. Posición de la superficie de falla dada por un inclinómetro. km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

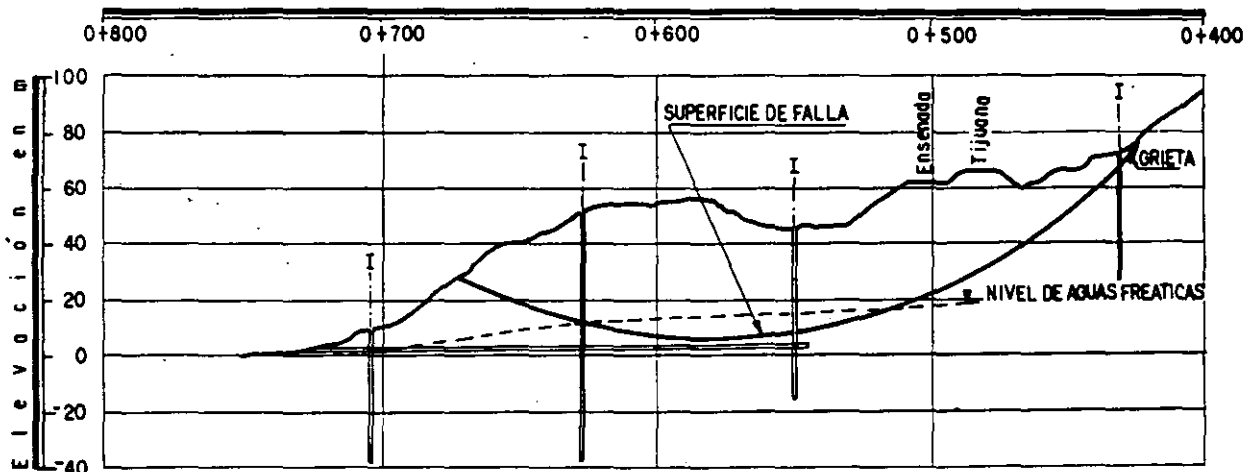


Figura VII-38. Perfil de la falla del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada, mostrando la galería filtrante (Ref. 30).

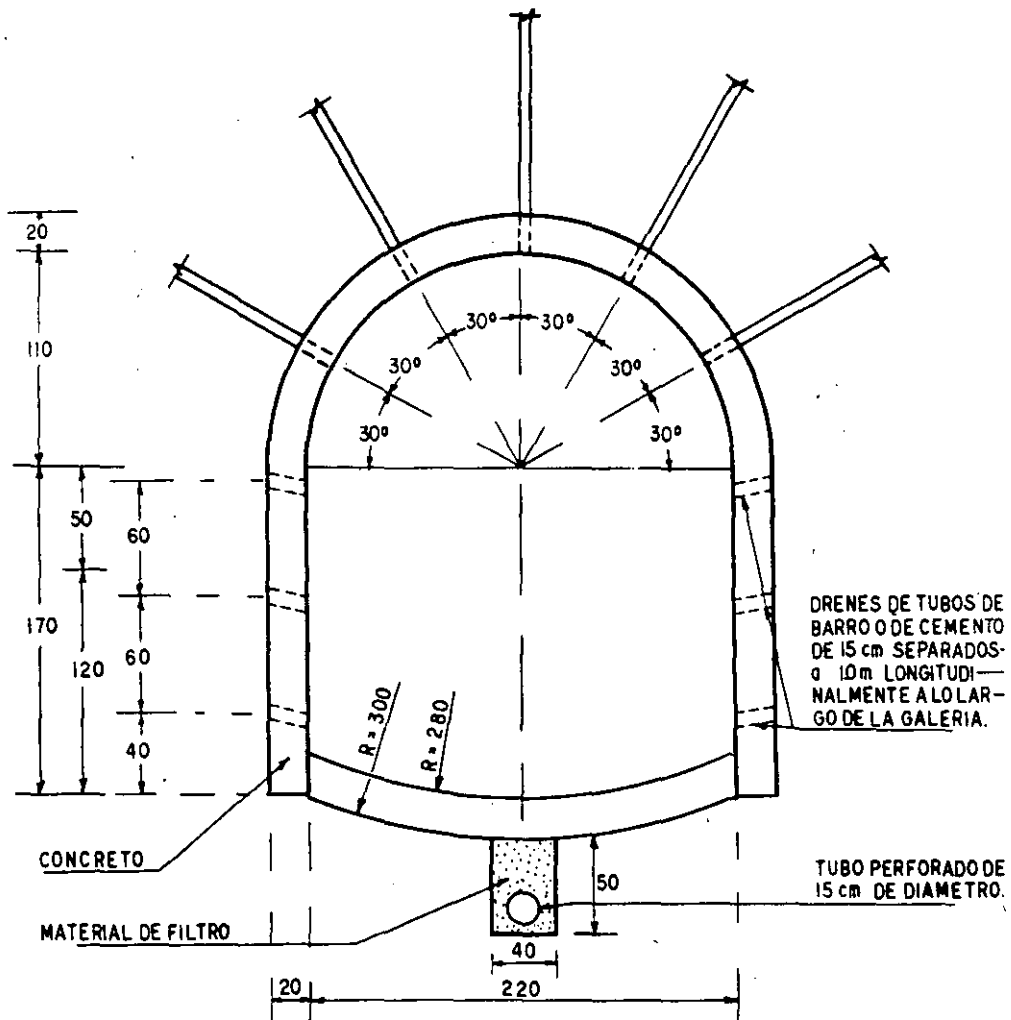


Figura VII-39. Sección de la galería filtrante del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

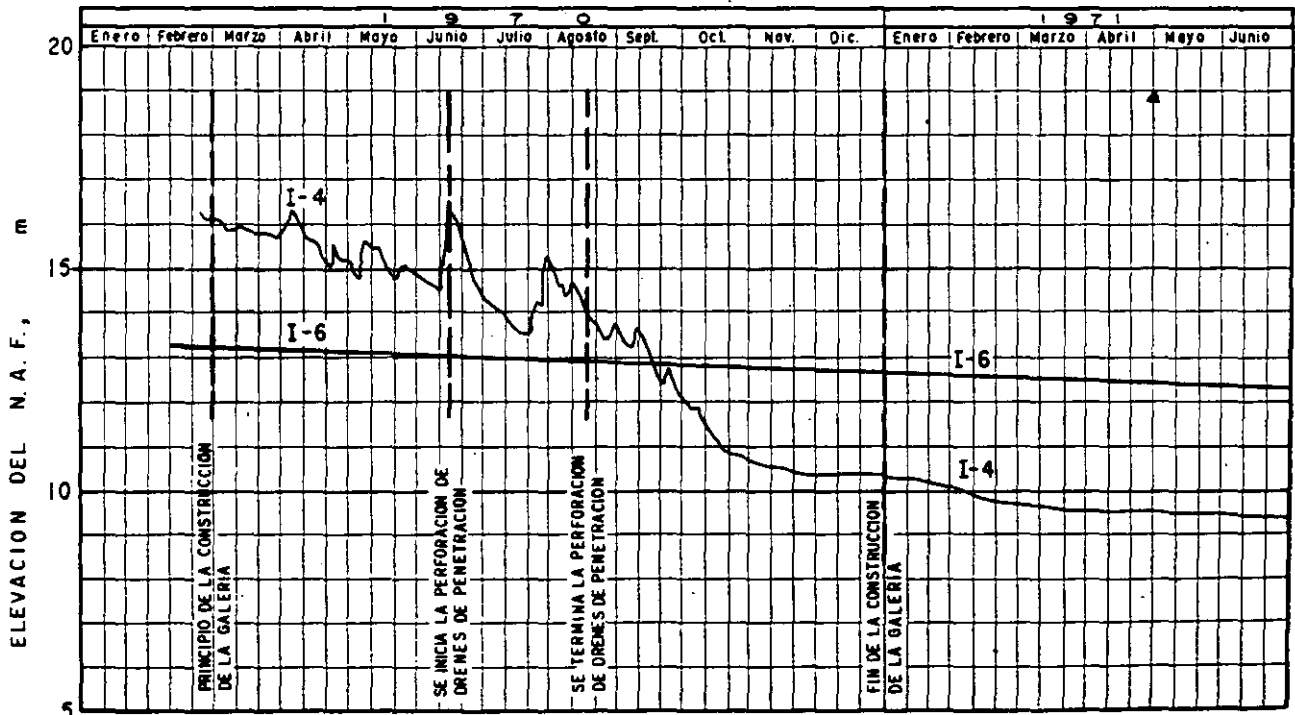


Figura VII-40. Variación del N. A. F. en la zona de falla del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

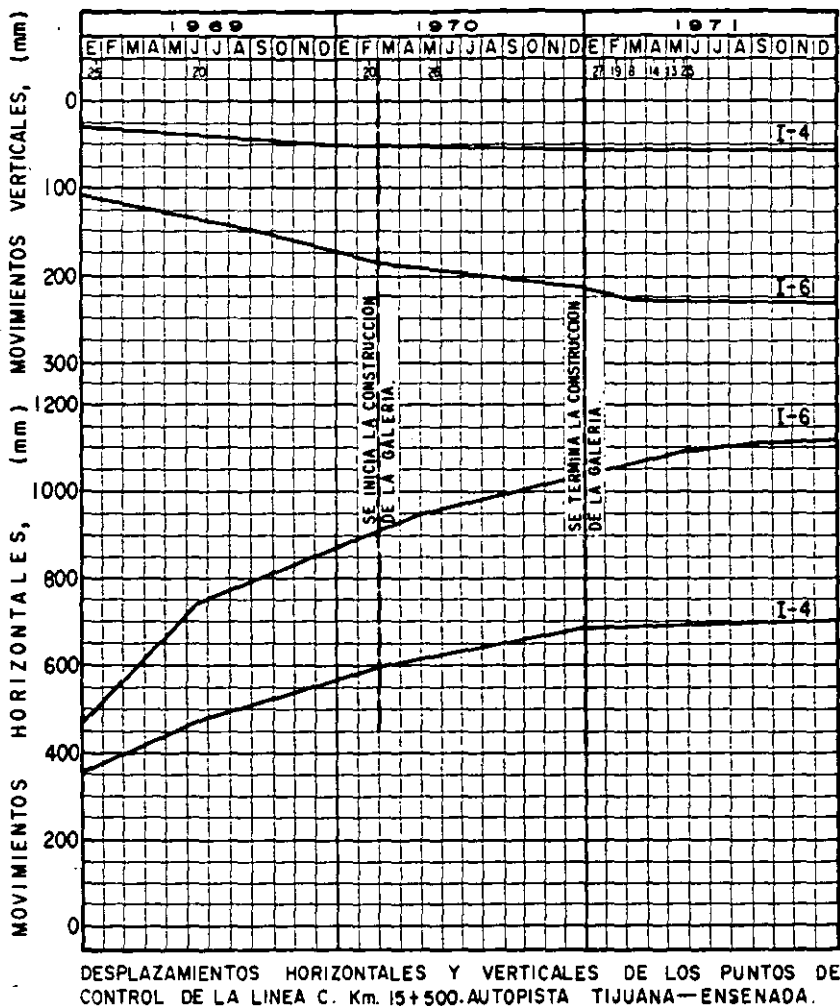
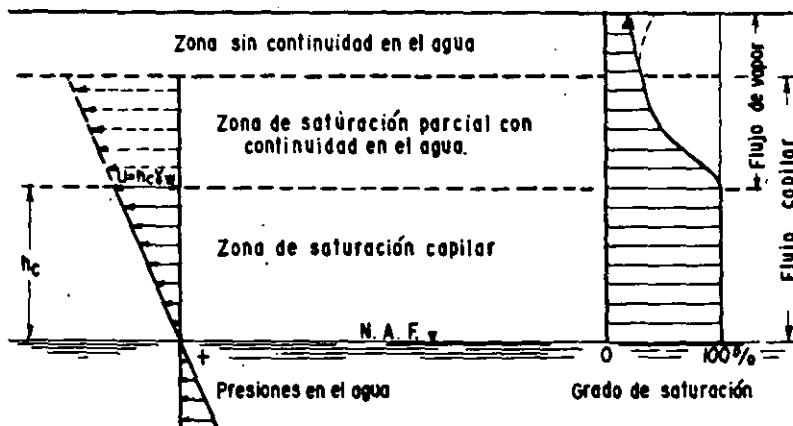


Figura VII-41. Movimientos de dos puntos de la zona de falla del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

Figura VII-42. Condición de equilibrio del agua sobre el N. A. F. (Ref. 34).



rica, o sea donde el agua esté a tensión (zonas de agua capilar). Cuando se construye una obra de subdrenaje, como por ejemplo un dren de penetración transversal lo que se está haciendo es introducir en el suelo una línea a la presión atmosférica, por lo que dicho dren introduce en la zona de flujo una frontera de presión hidrostática nula. Si la presión en el agua alrededor del dren es mayor que la atmos-

férica, se crea un gradiente en la zona vecina hacia el dren y el agua fluye hacia éste. Por lo que antecede queda claro que el subdrenaje sólo será efectivo y, por lo tanto sólo deberá construirse, en zonas bajo el nivel freático, donde la presión del agua es siempre igual o mayor que la presión atmosférica. Arriba del nivel freático el agua está a tensión capilar y estos esfuerzos de tensión generan, por reacción,

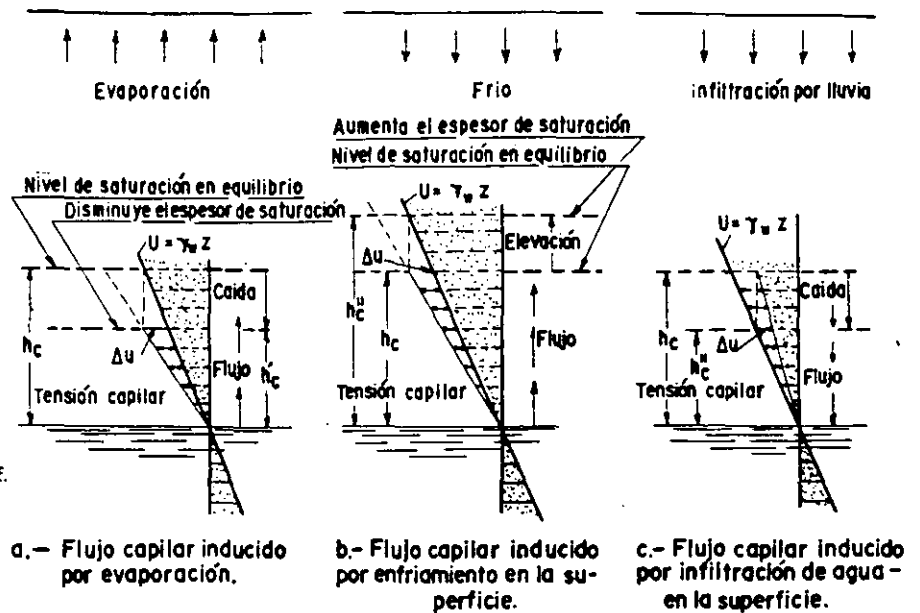


Figura VII-43. Casos de flujo capilar (Ref. 34).

compresiones entre las partículas de la estructura sólida, incrementándose correspondientemente los esfuerzos efectivos entre ellas; esta situación favorece la estabilidad general de los suelos y colocar allí un dren sería contraproducente además de ineficiente. De hecho, lo que se busca al construir un subdrén, además de eliminar el agua gravitacional, es cambiar el estado de esfuerzos neutrales en una cierta zona de suelo saturado abatiendo las presiones en el agua y convirtiéndolas en esfuerzos de tensión. La Fig. VII-44 (Ref. 35) muestra cómo logra esta finalidad un dren transversal de penetración.

En la figura se supone que se ha practicado un corte en un terreno arcilloso cuyo nivel freático ocupaba la posición I; el solo hecho de practicar el corte ha introducido un cambio en la posición de dicha capa que pasará a la indicada por II. Independientemente, el corte abierto, en el que obviamente prevalece la presión atmosférica, atraerá hacia él un flujo del agua vecina. Este es un efecto importante que ha de estar siempre en el trasfondo mental de los ingenieros que trabajan en vías terrestres: todo corte practicado por **abajo** del nivel freático original constituye por sí mismo un dren, en el sentido de que es un polo de atracción de las aguas que en las masas de suelo vecinas se encuentren a una presión mayor que la atmosférica; por ello los cortes serán siempre lugares de afloramiento natural de agua y, por ello también, los suelos en que se practican los cortes tienden siempre a aumentar su contenido de agua, con las correspondientes consecuencias en la estabilidad general de la estructura.

Siempre con referencia a la Fig. VII-44, supóngase ahora que se coloca un dren transversal como el que se ve en la parte c; el nivel freático adoptará un perfil similar al III y en toda la zona rayada de la figura se habrán substituido presiones neutrales de un valor superior a la atmosférica por tensiones en

el agua, que han aumentado los esfuerzos efectivos en la masa de suelo al producir, como reacción, compresiones en la estructura mineral del mismo. Este efecto benéfico para la estabilidad del corte es independiente de la reorientación favorable de las fuerzas de filtración que el subdrén también produce.

Para concluir estos comentarios en torno a la influencia de la física de superficies en los procesos de subdrenaje, conviene dedicar alguna atención a la influencia en estos fenómenos de la humedad relativa del ambiente y de la posibilidad de su condensación. La experiencia demuestra que existe una relación específica entre la humedad relativa ambiente y el esfuerzo del agua en el suelo cercano a la superficie. Si en un cierto lugar la humedad relativa ambiente fuese sistemáticamente de 100% y el suelo fuera arcilloso, el nivel freático tendería a ser muy cercano a la superficie, de no coincidir con ésta. Recíprocamente, un subsuelo arcilloso con nivel freático muy cercano a la superficie habla muy probablemente de unas condiciones de humedad ambiental próximas a la saturación. También, una humedad relativa muy baja, usual en cierto lugar, implica un nivel freático muy profundo en ese lugar.

Las relaciones anteriores tienen su importancia sobre todo en la posibilidad de que lleguen a saturarse mantos de suelo en contacto o en proximidad al terreno natural tal como es el caso típico de los pavimentos. Una humedad relativa alta con un subsuelo arcilloso determinará la necesidad de que bases y subbases tengan potencial capilar mínimo, por existir fuerte tendencia a la saturación por capilaridad con el tiempo, aunque ellas mismas u otras capas de suelo subyacente que se hayan colocado en el lugar lo hayan sido con contenidos de agua relativamente bajos; en estos casos es preciso que exista alguna capa aislante del efecto capilar o rompedora de la capilaridad. Siguiendo el criterio de Terzaghi (Ref. 36 y

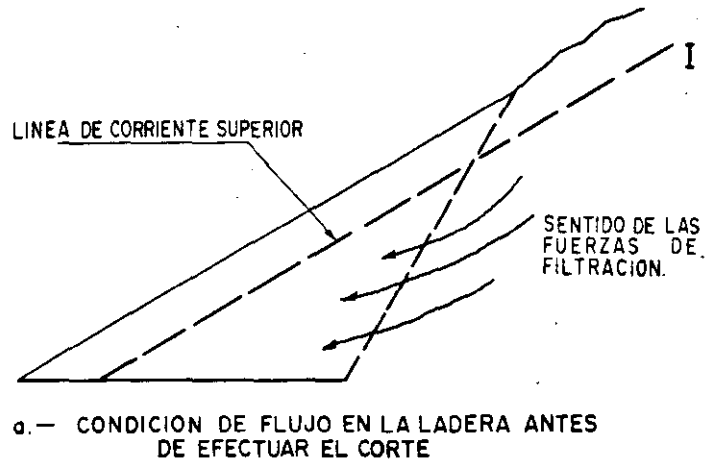
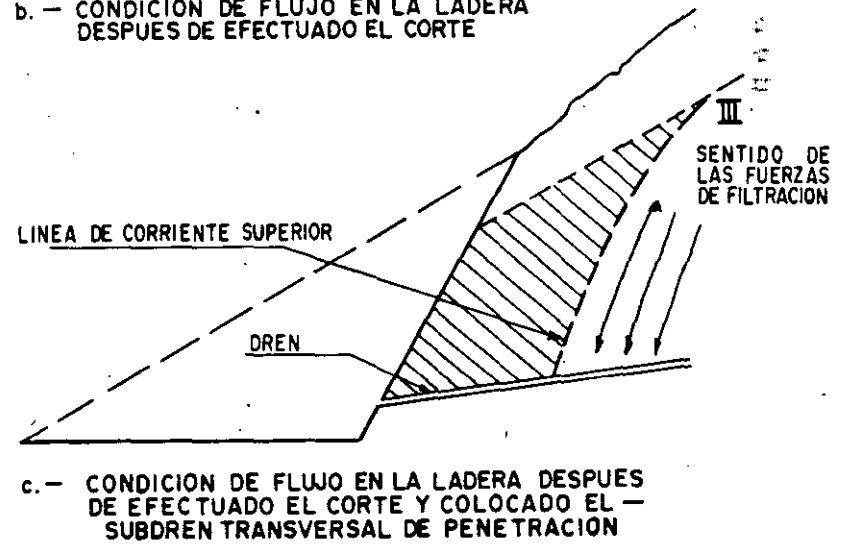
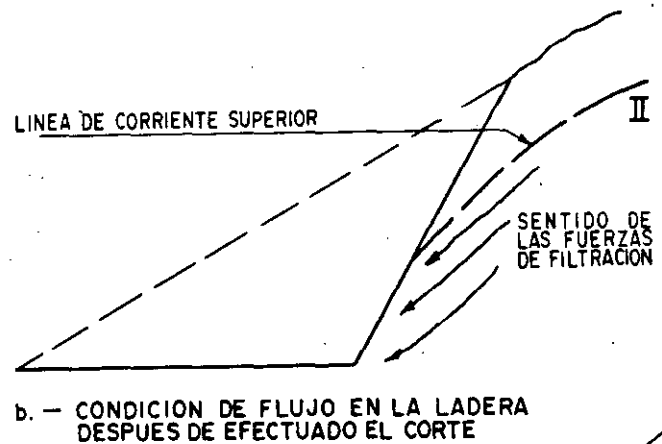


Figura VII-44. Efecto de un dren de penetración transversal en el estado de presiones en el agua dentro de un corte (Ref. 35).



37), lo anterior equivale a convertir un sistema *abierto* en *cerrado*, en el que el contenido promedio de la zona aislada prácticamente no cambia por migración del agua de otras masas vecinas de suelo.

Los movimientos del agua freática por efecto de la humedad ambiente tendrán su correspondiente reflejo en las compresiones o expansiones de los suelos arcillosos susceptibles de cambios volumétricos.

#### VII-6 SUBDRENAJE EN CARRETERAS

El control del agua subterránea ha sido muy diferentemente valorado en diversas épocas dentro de la historia de la construcción de carreteras, aun hablando solamente de épocas relativamente modernas; también es diversamente valorado por las tecnologías en uso en los distintos países y, finalmente, es común ver fuertes diferencias de criterio en tal valoración

dentro de los grupos de ingenieros que actúan en una misma época y en un mismo país. Naturalmente, todo el mundo está de acuerdo, en principio, en que el subdrenaje es conveniente y beneficioso, pero el subdrenaje tiene un costo y muchas veces bastante elevado y los criterios se diversifican precisamente en el momento en que ha de llegarse a la evaluación subjetiva de cuanto reditúan los beneficios en comparación al costo del subdrenaje. Las diferencias en criterio son tan marcadas que hay ingenieros para los que el subdrenaje es una parte constitutiva de la rutina del proyecto y construcción de una carretera, tal como lo pueda ser el drenaje superficial o el uso de la compactación, en tanto que hay instituciones enteras y aún países en los que rara vez se contempla, si alguna, la necesidad de emplearlo. Se escucha con frecuencia, sobre todo en los que en la actualidad han dado en llamarse países en desarrollo, que el subdrenaje es lujo de ricos. Este razonamiento parece carente de base; si el subdrenaje es benéfico y si su función es trascendental, será más bien necesidad de pobres, pues las naciones no sobradas de recursos (aceptando que haya alguna que lo esté) tendrán, si cabe mayor obligación de garantizar la fuerte inversión que una carretera representa. Si el subdrenaje no tiene una función importante, entonces no será lujo de ricos, sino derroche de estúpidos. Parece pues evidente que el problema no debe plantearse en términos de riqueza relativa, sino, yendo a las raíces tecnológicas del problema, en términos del beneficio que con el subdrenaje se obtenga para la carretera, situado este último, claro está, en relación al costo que haya de erogarse para obtener tal beneficio y al costo que se erogaría de no existir el subdrenaje, una vez que se hayan planteado las consecuencias que ello acarrearía en el comportamiento de la carretera.

Al intentar plantear las relaciones beneficio-costos y las alternativas de comportamiento que en los renglones antecedentes han quedado insinuadas suelen comenzar las dificultades. Por ejemplo, a despecho de la gran cantidad de armas teóricas que hoy va habiendo, sigue siendo difícil cuantificar con precisión el beneficio de una determinada obra de subdrenaje; es difícil en muchos casos establecer el cambio del factor de seguridad de una cierta parte del conjunto estructural de un camino o de un tramo de éste si es que tuviera sentido extender el concepto de factor de seguridad a la diversidad de conceptos que definen el comportamiento de todo un tramo de camino. Lo anterior es cierto independientemente de que la teoría de flujo de agua a través de los suelos se ha desarrollado mucho en los últimos años y de que se han perfeccionado en no menor medida los métodos de exploración disponibles.

Aún más difícil suele ser llegar a un panorama confiable en lo referente a las alternativas de comportamiento de un cierto tramo de carretera si en él no se usa ningún subdrenaje, si se utilizan soluciones muy completas y elaboradas o si el subdrenaje se realiza con base en soluciones intermedias, a las

que se le asigne una eficacia también intermedia en los análisis previos de juicio.

De lo anterior se desprende que la fijación de una política de subdrenaje en un caso dado y, con mucha mayor razón, la fijación de una política general en torno a estos problemas, necesariamente ha de tener mucho de subjetivo. Como siempre, el criterio del ingeniero, como ser humano y entidad social, viene a jugar el papel fundamental en el trasfondo de todos los análisis.

Los autores de este libro piensan que muchas de las dudas y controversias que se suscitan en torno al subdrenaje provienen de no haber ponderado adecuadamente su papel y sus funciones. Es una creencia común que el objetivo principal o único de una obra de subdrenaje es eliminar agua, de manera que sólo debe pensarse en él en lugares en donde la presencia de ésta en grandes cantidades sea evidente y deberá considerarse fracasada una obra de subdrenaje en cuya salida no se observe un afloramiento cuantioso de tal elemento. Al comienzo de este capítulo y en otras muchas partes de esta obra, se ha establecido que el objetivo fundamental de una obra de subdrenaje no es precisamente ése, sino el de modificar un estado de presiones neutrales que, como consecuencia de las leyes generales de la Mecánica de Suelos, sea poco favorable para la estabilidad de una masa de suelo y, también, hacer cambiar la dirección de las fuerzas de filtración, de manera que sus efectos se hagan inofensivos o mejoren, en relación a la estabilidad del conjunto. Al mejorar las condiciones de resistencia y el planteamiento de las fuerzas de filtración, tiene que ser posible llegar en cada caso particular a secciones no sólo más seguras, sino también más económicas, en el sentido de involucrar menores movimientos de tierras, lo que se traducirá en ahorros de inversión.

Los autores también piensan que el subdrenaje es en principio demasiado costoso como para adoptarlo como norma de rutina invariable, pero opinan que está hoy fuera de toda duda razonable su necesidad técnica y económica en muchos casos. Tanto para mejorar la estabilidad de taludes y laderas naturales, como para proteger pavimentos y dar estabilidad general a las terracerías, el subdrenaje es un arma valiosa, que debe tenerse siempre en mente y cuya justificación económica es frecuentemente indiscutible. Queda en pie entonces como único punto a considerar con todo cuidado el cuándo ha de emplearse. Comoquiera que es tan común en carreteras la necesidad de trabajar con información somera, producto de exploración y muestreo mínimos y con ayuda de laboratorio necesariamente limitada, se llega una vez más en este punto, al igual que en otros ya mencionados a lo largo de esta obra, a la necesidad de que los estudios geotécnicos que se hagan para la carretera en la etapa de proyecto estén a cargo de ingenieros con la suficiente información en el campo de la Mecánica de Suelos y de la tecnología de los pavimentos como para ser capaces de producir las necesarias recomendaciones de subdrenaje allí

donde sean necesarias, así como de detectar problemas de este estilo para profundizar las exploraciones en aquellos lugares en que no existan los elementos de juicio necesarios para dar una recomendación firme con base en la información de rutina. En obras ya construidas, estos mismos ingenieros deben tener la suficiente capacidad de diagnóstico para analizar los lugares de comportamiento inadecuado y las fallas producidas detectando sus causas y produciendo las correspondientes recomendaciones de subdrenaje en todos aquellos casos en que, como es tan común en la práctica, sea el agua subterránea el origen de los problemas.

La alternativa extrema a no emplear el subdrenaje es obviamente el deslizamiento de una ladera, la falla de un talud o la destrucción de un pavimento. Estos eventos tienen muy diferente peso de acuerdo con la importancia económico-social de la carretera en que puedan llegar a suceder. En este sentido, la importancia de la vía y el monto de bienes y servicios que por ella se mueven, deben condicionar en cierta medida el criterio de frecuencia e intensidad de aplicación de normas de subdrenaje. De lo anterior no debe concluirse que en caminos de bajo tránsito o de bajo nivel económico de servicios, tan comunes en los países en desarrollo, no deba emplearse el subdrenaje, pues muchas veces éste llega a tener tal importancia que representa el ser o no ser de la vía, lo que simplemente debe quedar establecido es que en tales obras una falla o una superficie de rodamiento en condiciones precarias de transitabilidad tiene una importancia diferente de la que tendrían en un camino fundamental desde el punto de vista económico. Se insiste, sin embargo, de que el subdrenaje muchas veces juega un papel independiente de los indicadores con base en los cuales se juzgue la importancia relativa de la carretera, en el sentido de que de él depende, dentro de un costo razonable ingenierilmente hablando, la existencia misma de la obra.

Los objetivos del subdrenaje en carreteras son ligeramente diferentes en los cortes, en los terraplenes o en la superficie de rodamiento.

Al construir un corte el agua tiende a aflorar en las paredes de su talud, según se dijo. La construcción ha modificado la frontera exterior de esfuerzos nulos; se ha efectuado una descarga del terreno natural, que produce una disminución de los esfuerzos normales y un aumento de los esfuerzos cortantes en el terreno localizado inmediatamente detrás y debajo de la excavación; la disminución de los esfuerzos normales produce la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del medio, por lo que ambos cambios son en detrimento de la estabilidad del talud. Como ya se expresó (capítulo VI de esta obra), todo lo anterior hace que la condición crítica del corte se presente un tiempo después de su excavación, generalmente después de épocas de alta precipitación pluvial. Los métodos de subdrenaje en cortes tienden precisamente a controlar el flujo del agua en el talud, evitando que fluya hacia su superficie, para res-

tringir así los cambios volumétricos del material y orientar favorablemente las fuerzas de filtración. Al variar el estado de esfuerzos hidrostáticos en el agua en la zona del talud se obtiene una gran ventaja, aun cuando el sistema de subdrenaje no seque los suelos. Lo anterior es evidente si se recuerda que la resistencia de los suelos depende fundamentalmente de los esfuerzos efectivos a que están sujetos y no de los totales.

En el caso de terraplenes, las necesidades de subdrenaje en el terreno en que se apoyan pueden exponerse en base a mecanismos similares. Al colocar un terraplén sobre una ladera se aumentan los esfuerzos cortantes actuantes en ella, así como los esfuerzos normales, pero por ser la pendiente del talud del terraplén mayor que la del terreno natural, el aumento de los esfuerzos cortantes no se ve debidamente compensado por el aumento de resistencia del terreno al esfuerzo cortante, debida al incremento de los esfuerzos normales; así, la estabilidad de la ladera disminuye y una manera racional y eficiente de aumentarla es hacer crecer los esfuerzos efectivos actuantes, lo cual se logrará si se hacen disminuir los esfuerzos neutrales en el agua que llena los vacíos del suelo de la ladera.

Cuando el agua tiende a aflorar bajo la superficie de rodamiento, tal como ocurre en el fondo de la excavación que se practique para un corte en cajón, pueden resultar perjudicadas las capas que constituirán las capas de rodamiento. Por supuesto no es ésta la única causa por la cual puede aumentar el contenido de agua en estas capas, pero sí puede llegar a ser de las más importantes. Al actuar la carga rodante sobre el pavimento se transmiten esfuerzos normales y cortantes a la base, a la subbase y a la capa subrasante; si estas capas están secas o su humedad es baja, los esfuerzos normales serán tomados por la estructura granular y la resistencia al esfuerzo cortante aumentará al unísono con la sollicitación, pero si la base y demás capas están saturadas, parte de los esfuerzos normales serán transmitidos al agua y no contribuirán a crear resistencia al esfuerzo cortante, teniendo que ser soportada la carga exterior sólo por la resistencia generada por los esfuerzos normales debidos al peso propio de las capas de pavimento, que son bajos. En este caso las obras de subdrenaje deben estar orientadas a lograr que la base, la subbase y la subrasante tengan bajos grados de saturación.

El planteamiento de un adecuado sistema de subdrenaje requiere de buena información sobre la disposición y naturaleza de los materiales naturales involucrados. Esta puede provenir de inspección de campo, de estudios geológicos o de sondeos con muestreo, seguido de pruebas de laboratorio. Comoquiera que la información proveniente de todas esas fuentes suele ser incompleta e incierta, un proyecto de subdrenaje no debe de considerarse nunca finalizado, sino que debe siempre mantenerse vivo, para sufrir todos los cambios y adaptaciones necesarias durante la construcción de la vía y en su vida activa.



La inspección de campo debe comenzar desde las etapas de selección de ruta, analizando las posibles y ponderando la necesidad e importancia del subdrenaje en todas ellas. Elegida la ruta general de la futura carretera, deberán hacerse sobre ella inspecciones más detalladas para detectar zonas problemáticas y tener idea de la necesidad de medidas de prevención. La localización de manantiales, afloramientos de agua de todo tipo, la localización de almacenamientos naturales o artificiales aguas arriba de la obra y de formaciones geológicas apropiadas a la existencia de agua subterránea, debe considerarse indispensable. Se trata de adquirir una idea clara del régimen de aguas subterráneas y de su flujo en la zona; para ello puede ayudar mucho realizar observaciones en épocas de sequía y en épocas lluviosas, para establecer las comparaciones correspondientes. Toda esta información deberá verificarse en la etapa de construcción, cuando se abran los cortes y se coloquen los terraplenes, para afinar las ideas adquiridas.

Los estudios geológicos constituyen un arma de valor fundamental, según ya se dijo. Deberán definirse las formaciones existentes y su secuencia, así como todo tipo de accidentes, como plegamientos, fisuras, fracturas, fallas, etc. Debe definirse si grietas y fisuras son abiertas o cerradas y qué material las rellena. La permeabilidad de los estratos y las formaciones será importante para definir el panorama general.

Mucha información para planeación del subdrenaje es obtenida a base de sondeos, partiendo de los mínimos que se hacen para integrar el estudio geotécnico de la vía. Las fluctuaciones del nivel freático, sobre todo con el régimen pluvial, suelen proporcionar indicios valiosos, así como toda la información de carácter hidráulico que es posible obtener al ejecutar las perforaciones, como detección de fugas de agua, artesianismo, etc.

En estudios de detalle en zonas falladas puede llegar a ser necesaria la colocación de piezómetros y generalmente lo será la disposición de una red de pozos de observación para conocer las fluctuaciones del nivel freático.

La tabla VII-4, tomada de la Ref. 23, en combinación con la Fig. VII-45, procedente de la misma referencia, dan una idea de la necesidad de subdrenaje en varios casos, así como de los problemas de estabilidad que plantean algunas situaciones comunes en taludes y laderas naturales.

En la figura se ha tomado como indicador la relación  $N/T$ , de fuerzas normales ( $N$ ) y tangenciales ( $T$ ). Puede verse que las mejores condiciones se tienen para los casos 1 y 4 en los que o no hay flujo o éste ocurre verticalmente hacia abajo, forzado por el subdrenaje.

La efectividad de los diferentes sistemas de subdrenaje varía según la geología del lugar y las condiciones del clima, principalmente; un factor importante y a veces desdeñado lo constituye la práctica local, que puede inclinar las habilidades de los ope-

TABLA VII-4 (Ref. 23)

Algunos casos comunes de taludes en cuanto a estabilidad en relación con flujo y sismos

Caso	Descripción del talud o la ladera	Observaciones
1	Naturalmente seco o bien drenado, con infiltraciones pequeñas.	Situación favorable. Es la meta de todo sistema de subdrenaje.
2	Sujetos a un temblor de significación.	Rara vez se producen serias fallas.
3	Sujeto a un flujo normal, no controlado y desfavorable, por agua de lluvia infiltrada.	El flujo generalmente es paralelo al talud. Se producen presiones de poro y disminuye la estabilidad.
4	Sujeto a un flujo favorable vertical hacia abajo, forzado por capas drenantes en la parte inferior del talud.	Flujo vertical hacia abajo que elimina las presiones de poro.
5	Saturado, sin cambios volumétricos en los suelos, sujetos a un temblor severo.	Es una condición de diseño común en regiones sísmicas.
6	Saturado, formado por suelos o rocas intemperizadas, con tendencia a la licuación y sujeto a temblor severo.	Esta condición debe evitarse siempre.
7	Saturado, formado por suelos densos o formaciones de roca, con tendencia a la expansión y sujeto a temblor severo.	A mayor resistencia de los materiales, mayor posibilidad de resistir el temblor sin daños.

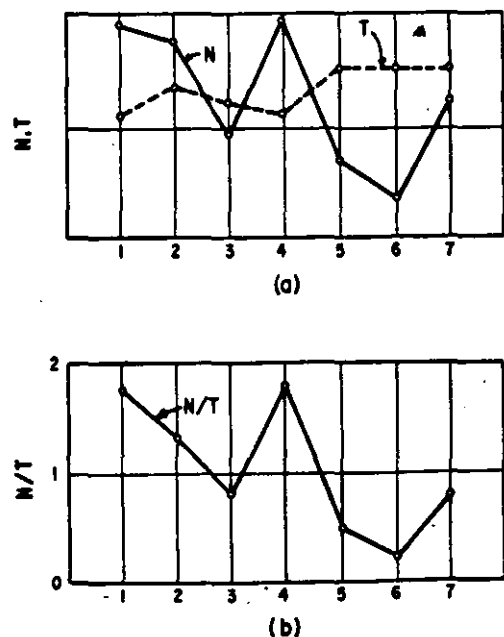


Figura VII-45. Comparación de las condiciones de estabilidad de taludes en varias condiciones (Ref. 23).

rarios de una cierta región más hacia un tipo de soluciones que hacia otras.

Donde exista un estrato débil de suelo en la zona en que se vaya a construir un terraplén y el estrato esté próximo a la superficie, seguramente la substitución proporcione la solución más económica. Donde la profundidad en que se localice el estrato blando sea grande, podrá pensarse en trincheras estabilizadoras. Si el área inestable está en una depresión natural la trinchera estabilizadora podrá desarrollarse en la depresión, con su eje normal al de la vía; por el contrario, cuando haya que drenar grandes áreas habrá que recurrir a trincheras estabilizadoras múltiples. La galería filtrante encuentra su aplicación más prometedoras en los casos en que la profundidad del agua subterránea es tal que no puede pensarse en substitución y que las trincheras estabilizadoras resultan antieconómicas. El papel de los drenes de penetración transversal, el de los subdrenes longitudinales de zanja o el de los mantos permeables ha sido suficientemente discutido y bastaría en este lugar llamar la atención sobre las posibilidades de lograr gran versatilidad en las soluciones por combinación de varias. Tanto en el caso de las capas permeables como en el de los subdrenes longitudinales de zanja ha de insistirse en que su efectividad está ligada a su capacidad drenante y a su localización apropiada. También conviene insistir en la necesidad de dotar de subdrenaje las transiciones entre corte y terraplén.

Cuando el flujo interno es intenso, probablemente la capa drenante continua es más económica que un sistema de drenes longitudinales de zanja y será también más efectiva.

## VII-7 SUBDRENAJE EN AEROPISTAS

El subdrenaje en aeropistas está orientado fundamentalmente a la protección de pavimentos, capa subrasante e inclusive, de los niveles superiores de las terracerías. Las obras básicas de subdrenaje serán entonces capas permeables, subdrenes longitudinales de zanja y subdrenes interceptores.

El agua por drenar proviene de filtraciones directas por lluvia, de flujos a través de la masa de suelo, de flujos ascendentes por capilaridad y, en menor escala, de la condensación de la humedad ambiente.

La experiencia recomienda diseñar el sistema de subdrenaje en forma independiente del sistema general de drenaje superficial.

Los aeropuertos se construyen lógicamente en terrenos planos o muy moderadamente ondulados, que tienen grandes áreas expuestas a la infiltración de agua y en ellos se cuenta generalmente con poca pendiente para su eliminación, desde este punto de vista pueden ser zonas críticas para el subdrenaje. A despecho de lo anterior, la mayor parte de los aeropuertos suelen requerir instalaciones de subdrenaje comparativamente modestas, especialmente cuando está bien resuelto el drenaje superficial del área.

Siempre que se vaya a construir una aeropista deberá hacerse una exploración para determinar la presencia origen y causa de las aguas subterráneas; una de las manifestaciones más frecuentes de tal problema es un nivel freático alto en toda el área de la estructura por construir o en parte de ella. El estudio a que se ha hecho referencia permitirá dilucidar si el agua del subsuelo se encuentra:

- a) Confinada en estratos permeables sobre los estratos impermeables.
- b) En zonas bajas de un estrato permeable con ondulaciones.
- c) Confinada en un estrato permeable subyacente a otros impermeables.
- d) En zonas de inundación de un lago, río o mar.

Los casos *a* y *b* arriba mencionados pueden resolverse generalmente usando subdrenaje dentro de las áreas con alto nivel freático; este subdrenaje podrá ser del tipo de zanja de material filtrante con tubo perforado. Los casos *c* y *d* requerirán generalmente subdrenes de zanja para proteger el pavimento e interceptores para eliminar el flujo de agua. Se analizan a continuación cinco casos típicos de perfiles de suelos frecuentes comentando aquellas situaciones en que la presencia del agua subterránea suele hacer necesaria la adopción de sistemas de subdrenaje.

### 1. Suelo uniforme permeable

En este caso probablemente no se requiere ningún subdrenaje, ya que estos suelos son autodrenantes; los problemas suelen estar más bien conectados a erosión causada por el escurrimiento del agua superficial, la que deberá combatirse con pendientes adecuadamente reducidas y recubriendo cunetas y canalizaciones con suelo-cemento o aun con concreto hidráulico.

### 2. Suelo uniforme impermeable

Tampoco estos suelos suelen requerir subdrenaje interceptor, pues por su impermeabilidad no es fácil que presenten flujos subterráneos de importancia. El subdrenaje para proteger los pavimentos puede ser necesario cuando el nivel freático se encuentra muy superficial.

### 3. Estrato de suelo permeable suprayacente a otro impermeable

En este caso, las aguas que se filtran a través del estrato superior quedan detenidas en la frontera con el estrato impermeable y fluyen siguiendo la pendiente natural de ésta. Serán necesarios subdrenes de zanja que lleguen hasta dicha frontera, a no ser que ésta sea muy profunda, en cuyo caso las zanjas podrán profundizarse únicamente lo necesario para que el flujo que se filtre más abajo ya no resulte perjudicial.

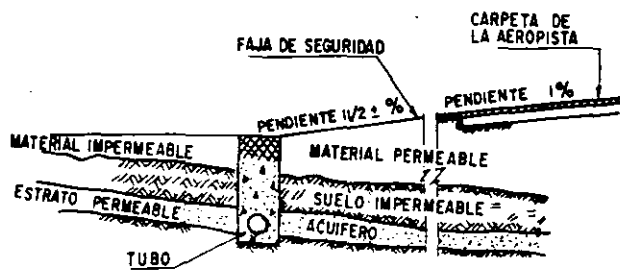


Figura VII-46. Subdrén interceptor.

4. Estrato impermeable sobre un estrato permeable.

Este caso puede asimilarse al 2) y generalmente no requiere subdrenaje interceptor (Fig. VII-46); el subdrenaje de protección de los pavimentos sólo será necesario si el nivel freático alcanza al estrato impermeable, llegando hasta alturas próximas al pavimento.

5. Estratos erráticamente dispuestos, con alternaciones de capas permeables e impermeables

Este caso generalmente requiere subdrenaje si bien no es posible dar reglas generales sobre el mismo, que dependerá de cada disposición particular. Es frecuente que un buen drenaje superficial ahorre erogaciones de mucha cuantía en las obras requeridas de subdrenaje.

Según el U. S. Corps of Engineers (Ref. 22) se requiere subdrenaje en la base y subbase de los pavimentos en todos los casos en que la subrasante quede expuesta a la acción de las heladas, donde el nivel freático pueda llegar al nivel superior de la capa subrasante o donde la superficie de rodamiento pueda inundarse, especialmente si la subrasante es poco permeable. Según la misma institución se requiere subdrenaje en la subrasante en las zonas en que el nivel freático puede ascender hasta 30 cm por abajo del lecho inferior de la base.

## VII-8 SUBDRENAJE EN VIAS FERREAS

La vía férrea propiamente dicha, sobre la que circula el ferrocarril, transmite sus cargas a través de los durmientes a una capa de piedra triturada, denominada balasto. En la práctica usual de construcción, el balasto se apoya directamente sobre las terracerías. A veces (y esta práctica debe verse siempre como recomendable) en la parte superior de dichas terracerías se dispone una capa subrasante, con un espesor no menor de 30 cm, formada por materiales de buena calidad debidamente compactados; si las propias terracerías tienen calidad suficiente, suele bastar formar la capa subrasante compactando algo mejor que el resto del cuerpo la parte superior, de manera que en este caso la capa subrasante pasa a ser simplemente una capa de mejoramiento. La práctica mexicana va utilizando cada vez más en las vías

férreas otra capa diferenciada, a la que, a falta de nombre más apropiado, se ha denominado frecuentemente subbalasto, de calidad similar a la subbase de una carretera y de funciones también parecidas. Muy especialmente el subbalasto será conveniente cuando la capa subrasante o la parte superior de las terracerías, si aquella no existe, están constituidas por materiales finos, pues en tal caso los materiales triturados que constituyen el balasto se incrustan muy fácilmente, el balasto desaparece y la vía ha de calzarse frecuentemente, con los consiguientes trastornos e inversiones de conservación elevadas.

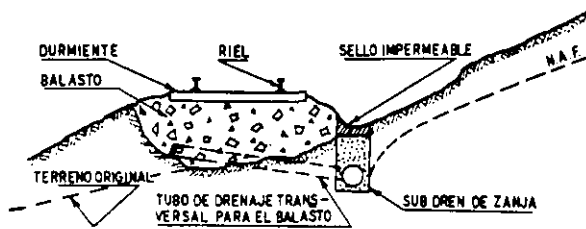
El balasto no suele presentar ningún problema de subdrenaje. Por ser su potencial capilar nulo, no está expuesto a invasión de agua que ascienda en flujo vertical y por ser muy elevada su permeabilidad, elimina fácilmente el agua de infiltración proveniente de lluvia.

Los problemas de subdrenaje, en lo que se refiere a la protección de lo que por extensión podría llamarse superficie de rodamiento de la vía férrea afectan entonces, al subbalasto, a la subrasante y al cuerpo de las terracerías. En estos aspectos, el subdrenaje de una vía férrea no tiene por qué ser diferente al de un camino. Las capas drenantes o los drenes longitudinales de zanja y los drenes interceptores juegan ahora un papel completamente análogo al discutido para el caso de carreteras. La Fig. VII-47 muestra dos secciones típicas de un ferrocarril dotadas de subdrenaje. En la parte *a* se muestra una vía construida por los procedimientos que la costumbre todavía mantiene en muchos casos; la sección no tiene una capa subrasante ni una capa de subbalasto, como consecuencia de lo cual, al cabo del tiempo, la sección de balasto llegará a ser similar a la dibujada. La parte *b* de la figura muestra lo que podría ser la misma vía, pero sujeta a un diseño más racional.

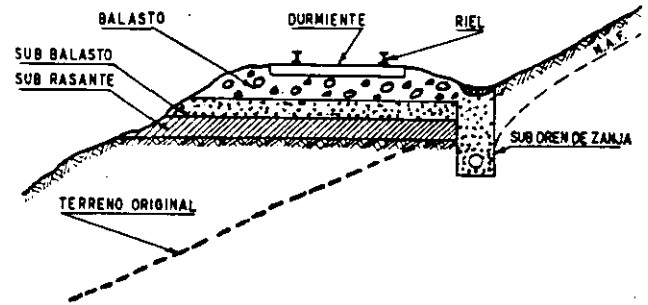
En la parte *a*, una vez que el balasto se ha incrustado, formando bolsones de desarrollo irregular en el sentido longitudinal de la vía, se ha colocado un subdrén de zanja y se han comunicado los principales bolsones con dicho subdrén, utilizando tubos de subdrenaje transversal. Ninguna de estas fallas de comportamiento serán de esperar en la sección de la parte *b*, en la que el subdrén interceptor formó parte del proyecto, protegiendo así desde el principio la corona de la terracería.

En lo que se refiere al subdrenaje para estabilización de laderas naturales y taludes, que al igual que en carreteras es el otro posible objetivo del subdrenaje en vías férreas, los problemas de ambos tipos de estructuras son evidentemente los mismos y así han de serlo las soluciones. Los requisitos más rígidos de pendiente y curvatura que suelen imponer los ferrocarriles producen usualmente cortes y terraplenes más importantes, por lo que los problemas de subdrenaje se recrudecen.

Independientemente de todo lo anterior, se tiene en las vías férreas con mayor frecuencia el problema de drenaje de túneles que no será tratado en este lugar.



a. - Subdrenaje deficiente, pero usual.



b. - Sección de la vía, mostrando un posible sistema de subdrenaje.

Figura VII-47. Protección con subdrenes de la corona de una vía férrea.

### VII-9 PROBLEMAS ESPECIALES DE SUBDRENAJE

En realidad todos los problemas de subdrenaje son especiales, en el sentido de que son diferentes y de que sus soluciones deben tomar en cuenta sus peculiaridades; por esta razón, el título del presente párrafo ha de aclararse. Se trata de algunos problemas, muchas veces menores, que no pueden encasillarse claramente en partes anteriores de este capítulo y que son merecedores de atención; en cuestiones de subdrenaje es muy común que pequeños problemas, cuya atención oportuna hubiera demandado un mínimo de costo y de energía, produzcan fallas catastróficas, muy caras y de grandes proporciones, por haber sido descuidados en un principio.

El primer caso que se mencionará es el que se refiere a la función drenante que pudieran tener las capas de material arenoso friccionante que han de colocarse sobre el terreno natural cuando se construyan terraplenes sobre turbas, zonas de pantano, suelos arcillosos muy blandos, etc. Pueden proporcionar un medio de salida al agua en grandes extensiones, acelerando así procesos de consolidación en forma tanto más perceptible, cuanto menor sea el espesor de los depósitos blandos en comparación al área cubierta. Dentro de este tipo de capas drenantes podrían considerarse incluidas también las capas colectoras que se colocan sobre la superficie del terreno en instalaciones de drenes verticales de arena que se coloquen para acelerar procesos de consolidación, descritas en los capítulos I y III de esta obra. Ya en páginas anteriores de este capítulo se dedicó algo de atención a la capacidad drenante de estas capas, que puede asimilarse a la de las capas drenantes ya tratadas.

Otro problema especial de interés es el que plantean los manantiales o afloramientos de agua que puedan aparecer dentro del área cubierta por la vía terrestre. La captación y eliminación de sus aguas es indispensable y puede lograrse con capas drenantes localizadas, pequeñas trincheras estabilizadoras o drenes de zanja convenientemente orientados.

El problema suele estar en estos casos en la necesidad de eliminar gastos relativamente altos a través de instalaciones que deberán ser, por razones de

costo, modestas en sus dimensiones. Una alta permeabilidad en los materiales de filtro es entonces indispensable, debiendo cuidarse sobre todo el contenido de finos por abajo de la malla N° 40, que debe ser tan reducido como sea posible o nulo. Si no puede garantizarse este requisito en las obras que se hagan, deberá recurrirse al uso de filtros graduados, con varias capas. A este respecto, los ingenieros no deberán concebir muchas ilusiones sobre la capacidad drenante de mantos o secciones de conducción construidas con materiales friccionantes supuestamente muy permeables. Cedergren (Ref. 38) ha calculado la capacidad de descarga de un tubo de 15 cm de diámetro (180 cm<sup>2</sup> de área), sobre bases circunstanciales previamente fijadas en cuanto a pendiente, velocidad del agua, etc., y la ha comparado con algunas secciones de suelos típicos entre los empleados en filtros, bajo las mismas circunstancias de funcionamiento. Se obtiene la misma capacidad drenante en una sección de 3 m<sup>2</sup> de piedra triturada, con tamaño de 2 cm, o en 13 m<sup>2</sup> de piedra triturada, con tamaño de 0.75 cm o finalmente, en una sección de 400 m<sup>2</sup> de grava-arena, con coeficiente de permeabilidad de  $3 \times 10^{-1} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ , que muchos técnicos considerarían satisfactorio.

Comoquiera que un manantial puede dar un gasto continuo de cierta importancia, susceptible de causar daños muy importantes (aunque quizá localizados), si no se drena con rapidez, se comprende la importancia de la alta permeabilidad de los filtros usados.

La Fig. VII-48 presenta un croquis de varias instalaciones típicas (en planta), para drenar manantiales aislados.

En la parte b de la figura se ilustra el caso en que el manantial se recibe en una caja abierta en el terraplén y rellena de material filtrante altamente permeable; deberá tener los tubos de salida necesarios para conducir el agua a donde pueda ser descargada sin peligro. En la parte c se considera el caso de varios manantiales, cada uno controlado por un subdrén y se muestran zonas húmedas, cuyo drenaje se logra con peines de zanjas rellenas de material filtrante y provistas de tubería perforada.

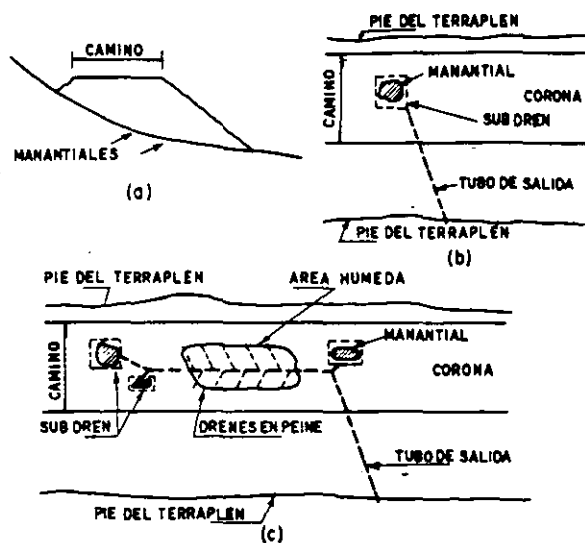


Figura VII-48. Instalaciones típicas para drenar manantiales (Ref. 38).

En ocasiones se ha preferido cortar la ascensión del agua a los terraplenes, construyendo en la base de éstos una altura suficiente de enrocamiento muy permeable, suficiente para eliminar el agua; sobre éste habrá una sección con granulometría de transición, sobre la que podrá construirse un terraplén convencional. Esta solución puede ser económica en grandes extensiones, a condición de que el terraplén tenga la altura suficiente para alojarla.

Un tercer problema que vale la pena mencionar al considerar el subdrenaje, es el que plantean las grietas que se abren en zonas de laderas naturales y taludes inestables, que sufren movimientos. El agua, al penetrar por estas grietas y rellenarlas, produce empujes hidrostáticos que pueden afectar muy desfavorablemente la estabilidad general de toda la zona, por lo que su relleno y calafateo es una precaución indispensable. Este puede hacerse con arcilla o materiales impermeables, como suelo-asfalto y la operación puede requerir, en casos extremos de gravedad, la apertura de cajas en la parte superior de la grieta, las que se rellenarán por completo con los materiales de calafateo. Como el simple relleno de las grietas no ofrece remedio al problema de estabilidad que esté en desarrollo, en tanto éste no se corrija habrá que contar con que se seguirán abriendo y habrá que calafatearlas periódicamente.

## REFERENCIAS

1. Terzaghi, K. *Mechanism of Landslides-From Theory to Practice in Soil Mechanics*. Parte III. Preparado por L. Bjerrum, A. Casagrande, R. B. Peck y A. W. Skempton. John Wiley and Sons, Inc. 1960.
2. Skempton, A. W. *The Rate of Softening of Stiff, Fissured Clays*. Memorias del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. Rotterdam, 1948.

3. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo III. Flujo de agua en suelos. Capítulo III. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1969.
4. Emmons, W. H., Allison, I. S., Stauffer, C. R., y Thiel G. A. *Geología: Principios y procesos*. Cap. 14. (Trad.: Francisco Alvarez Ros.) Ediciones Castilla. Madrid, 1965.
5. Linsley, R. K., Kohler, M. A., y Paulhus, J. L. H. *Hydrology for Engineers*. Cap. 6. McGraw-Hill Book Co., Inc. 1958.
6. Spencer E. W. *Geology: A Survey of Earth Science*. Thomas Y. Crowell Co. Nueva York, 1966.
7. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets*. Cap. 5. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
8. Parker, G. G. *Piping, a Geomorphic Agent in Landform Development of the Drylands-Pub. N° 65*. International Assoc. of Scientific Hydrology. Berkeley, Cal., 1963.
9. Bertram, G. E. *An Experimental Investigation of Protective Filters*. Harvard Soil Mechanics Series, N° 267. Universidad de Harvard, 1940.
10. U. S. Army Corps of Engineers. *Investigation of Filter Requirements for Underdrains*. Waterways Experiment Station. Memorandum Técnico N° 183-1. Vicksburg, Pa., 1941.
11. Karpoff, K. P. *The Use of Laboratory Tests to Develop Design Criteria for Protective Filters*. Proc. A.S.T.M. Vol. 55. 1955.
12. Sherard, J. L., Woodward, R. J., Gizienski, S. F., y Clevenger, W. A. *Earth and Earth-Rock Dams*. John Wiley and Sons, Inc. 1963.
13. U. S. Army Corps of Engineers. *Drainage and Erosion Control-Subsurface Drainage Facilities for Airfields*. Parte XIII del Cap. 2, *Engineering Manual, Military Construction*. Washington, D. C., 1955.
14. U. S. Bureau of Reclamation. *Design of Small Dams*. U. S. Government Printing Office. Washington, D. C., 1965.
15. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo III. Flujo de agua en suelos. Cap. VI. Ed. de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., 1969.
16. Lovering, W. R., y Cedergren, H. R. *Structural Section Drainage*. Memoria del I Congreso sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos. Universidad de Michigan. Ann Arbor, Mich., 1963.
17. Casagrande A., y Shannon, W. L. *Base Course Drainage for Airport Pavements*. Trans. A.S.C.E. Vol. 117. 1952.
18. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Cap. IX. Ed. de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. 2ª Edición. México, 1969.
20. Smith, T. W., Cedergren, H. R., y Reyner, Jr. C. A. Tomo III. Flujo de agua en suelos. Cap. II. Ed. de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., México, 1969.
20. Smith, T. W., Cedergren, H. R. y Reyner, Jr. C. A. *Permeable Materials for Highway Drainage*. California Division of Highways. Materials and Research Department. 1964. (Presentado también a la 43 Reunión anual del H.R.B. en Washington, D. C.)
21. Barber, E. S. Discusión al artículo: *Seepage requirements of Filters and Previous Bases* por H. R. Cedergren. Trans. ASCE. Vol. 127. Part. I. 1962.
22. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets*. Cap. 9. John Wiley and Sons, Inc. 1967.

23. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets*. Cap. 8. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
24. Smith, T. W. *Notas para un curso presentado en el Laboratorio del Departamento de Carreteras de California* (Procedures, Testing Methods and use of Materials for Highway Purposes. Highway Subdrainage). Sacramento, Cal., 1964.
25. California Division of Highways *Materials and Research Department*. Slope Stability and Foundation Investigation. Editado por la Universidad de California en Berkeley. 1967.
26. Highway Research Board. *Landslides and Engineering Practice*. Special Report N° 29. Washington, D. C., 1958.
27. Highway Research Board. *Construction of Embankments*. N.C.H.R.P. Synthesis N° 8. 1971.
28. Smith, T. W., y Stafford, G. V. *Horizontal Drains on California Highways*. Journal ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 83. SM.3. 1957.
29. Smith, T. W. *Groundwater Control for Highways*. California Division of Highways. Materials and Research Department. Sacramento, Cal., 1964.
30. Rico, A., Springall, G., Springall, J., Moreno, G., y Mendoza, J. A. *Estabilización de fallas en la Autopista Tijuana-Ensenada*. Memoria Técnica en preparación. Publicación conjunta de la Secretaría de Obras Públicas y de Caminos y Puentes Federales de Ingreso y Servicios Conexos. México, 1973.
31. Rico, A., Springall, G., y Springall, J. *Deslizamientos en la Autopista Tijuana-Ensenada*. Contribución de la Secretaría de Obras Públicas de México al VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
32. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1970.
33. Perucca, E. *Física General y Experimental*. Tomo I. Trad. J. Mañas B. Editorial Labor, S. A., 1948.
34. Sowers, G. B., y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Capítulo 4. Trad. J. Menéndez. Editorial Limusa-Wiley, S. A. México, 1972.
35. Juárez Badillo, E., Orozco, R. V., y Barragán, S. *Subdrenaje para carreteras, vías férreas y aeropistas*. Ponencia presentada al Seminario de Terracerías y Pavimentos de la Secretaría de Obras Públicas. México, D. F., 1968.
36. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. *Teoría y aplicaciones de Mecánica de Suelos*. Capítulo I. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1969.
37. Terzaghi, K. *Frost and Permafrost*. *Soil Mechanics Series*, N° 37. Universidad de Harvard, 1952.
38. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets*. Cap. 7. John Wiley and Sons, Inc. 1967.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LAS CARRETERAS**

Del 9 al 11 de Noviembre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE**

**ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA VIAS TERRESTRES**

**Ing. Agapito Cruz Galindo**

**Cd. Victoria, Tamps.**

**1994**

## Obras complementarias de drenaje. Estudios geotécnicos para vías terrestres

### XI-1 INTRODUCCION

Como ya se ha mencionado en diversas ocasiones precedentes, el drenaje de una vía terrestre comprende varios matices que han de ser tratados separadamente. En el Capítulo VII de esta obra se discuten ya los métodos que han ido imponiendo la teoría y la experiencia para el control de las aguas subterráneas, que afectan de un modo u otro a la vía terrestre llegando a ella por infiltración; se adoptó en aquella ocasión el nombre genérico de Subdrenaje para las técnicas de control de esas aguas, dejando el término Drenaje para la metodología de control de las aguas que llegan a la vía y la afectan por escurrimiento superficial, independientemente de que dichas aguas hayan caído sobre o fuera de la vía terrestre propiamente dicha.

Las estructuras de drenaje más espectaculares de una vía terrestre son los puentes y las alcantarillas, responsables principales del drenaje transversal; es decir, del paso de grandes masas de agua, arroyos, ríos, etcétera a través de la obra, en una dirección más o menos perpendicular a ella. Suele llamarse a los puentes obras de drenaje mayor y a las alcantarillas de drenaje menor. La frontera entre ambos tipos de estructura no está, naturalmente, definida; convencionalmente, se acepta en México que un puente es la obra que tiene algún claro de longitud mayor que 6 m, reservándose el nombre alcantarilla para estructuras resueltas con claros menores, independientemente del hecho de que esos claros menores de 6 m pudieran repetirse varias veces, dando a la obra en conjunto una longitud más grande que ese límite. Una convención tal como ésta, aunque no necesariamente la misma, sirve para distinguir los puentes de las alcantarillas en todas las instituciones interesadas en otras partes del mundo.

Básicamente los puentes interesan desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos Aplicada sólo en lo que se refiere a su cimentación, cuyos problemas ya fueron tratados en un Capítulo anterior de esta

obra; también lo fueron, si bien someramente, los criterios de exploración de suelos que con ellos se relacionan (Capítulo III), así como aspectos que interesan a los terraplenes de acceso y algunos otros que en un momento u otro fueron discutidos en páginas anteriores de este libro. Así, no se siente la necesidad de insistir ahora en estas estructuras, por otra parte tan interesantes.

Las alcantarillas son, como se dijo, en muchos aspectos similares a los puentes, pero se diferencian en dos que bastan para hacerlas merecedoras de un



Alcantarilla típica en una carretera. Losa de concreto.



tratamiento definitivamente diferente. En primer lugar, son muchas y, en segundo representan individualmente niveles de inversión mucho más bajos. Esto hace que tradicionalmente el nivel de estudio que se dedica a los puentes sea distinto que el que se dedica a una alcantarilla. En los primeros se realizan rutinariamente estudios de exploración de suelos e investigaciones de laboratorio y sus cimentaciones son objeto de proyectos muchas veces muy elaborados, que hacen uso de las técnicas más sofisticadas, tales como los pilotes de punta o de fricción, los cilindros o los grandes cajones de cimentación (naturalmente no se hace aquí ninguna referencia a los muy importantes estudios hidrológicos e hidráulicos, que constituyen una parte medular del proyecto de los puentes). En las alcantarillas, por el contrario constituye la tónica común que los estudios de cimentación que se hacen para cada una de ellas sean someros: se trata, debe tenerse en cuenta, de llegar a garantizar en el terreno una capacidad de carga no muy elevada (generalmente son suficientes capacidades comprendidas entre 1.0 y 3.0 kg/cm<sup>2</sup>) y es raro ir más lejos de la simple inspección visual de muestras obtenidas en pozos a cielo abierto, con posteadoras u otras herramientas de uso barato y alcance restringido. El proyecto de la cimentación en sí, así como el estructural suele ser cuestión de proyecto tipo y tampoco suelen hacerse en las alcantarillas los estudios hidráulicos que son de rutina en los puentes. A despecho de lo generalizados que estén los criterios anteriores, debe pensarse que el gran número de alcantarillas que existen en las carreteras y en los ferrocarriles hace que, a fin de cuentas, su inversión total represente una cantidad mayor que la que se dedica a los puentes del mismo tramo. Para fijar ideas y citando números toscamente aproximados, puede decirse que el número común de alcantarillas puede no ser inferior a 3 ó 4 por kilómetro, en tanto que la inversión total que en las alcantarillas se hace puede alcanzar un 15 ó un 20 % del costo total de la vía. Ante magnitudes de inversión de tal orden y considerando que el colapso de una alcantarilla produce una interrupción local, pero generalmente completa de la vía, ha de plantearse la pre-



Construcción de una alcantarilla de losa.

gunta de si la atención que se da tradicionalmente a estas estructuras es suficiente o está en los límites de lo prudente. La experiencia de los autores de este libro es que la falla de las alcantarillas es relativamente sistemática aunque sólo sea en el sentido de provocar problemas de conservación anormal y ocurre en un número muy superior a lo deseable; sin embargo, la misma experiencia indica que la mayoría de las alcantarillas que fallan no lo hacen por problemas de cimentación o por razones en las cuales la Mecánica de Suelos Aplicada juegue un papel relevante, sino por previsiones absolutamente insuficientes en lo que a la capacidad hidráulica de la estructura se refiere, relacionadas muchas veces con problemas de arrastre de sólidos, sedimentación y protección de las obras contra el embate de las aguas. Así, parece que el primer punto a preocupar en la búsqueda de una mejoría en los métodos para proyecto y construcción de alcantarillas deberá ser el procurar fundamentar mejor de lo que hasta ahora comúnmente se hace, su trabajo desde todos los puntos de vista hidráulicos. Es evidente que el gran número de estructuras por construir hará imposible la realización de un estudio hidráulico de detalle, bien fundado para cada una de ellas; también es cierto que quien pretendiera realizar tales estudios se encontraría en la imposibilidad de efectuarlos por la inexistencia de los datos estadísticos del comportamiento de los arroyos y las corrientes de agua que tales estudios suelen requerir. Se está, una vez más, ante la disyuntiva que es tan común en muchos aspectos del proyecto y la construcción de las vías terrestres y el problema ha de ser enfocado en la misma forma que se ha preconizado para otros similares en otras partes de este libro. Ha de renunciarse, como norma general de criterio, al estudio detallado de cada caso, adoptando en cambio métodos de obtención de información general, en que a un costo razonable pueda obtenerse un conocimiento panorámico suficiente para un tramo o una zona, que permita, junto con la aplicación de un criterio suficientemente generoso en la adopción de las secciones hidráulicas de detalle, llegar a proyectos de funcionamiento razonable. Desde este punto de vista, los estudios geológicos ya mencionados, especialmente los de fotointerpretación pueden ser de una ayuda invaluable, pero sobre todo serán útiles en este caso los estudios hidrológicos regionales, fuera del alcance de esta obra, que han revelado capacidad para proporcionar a un costo muy bajo por kilómetro de vía, información de carácter general lo suficientemente útil para poner al ingeniero proyectista al cubierto de errores de consideración.

Aun cuando los problemas hidráulicos sean los más destacados y frecuentes en el comportamiento de las alcantarillas, no deja de haber otros relacionados más o menos directamente con la Mecánica de Suelos Aplicada; dejando a un lado los obvios de cimentación, seguramente los problemas más importantes de esta clase son los que tienen que ver con

socavación, con erosión o con tubificación de los terraplenes de acceso. La compactación del colchón de tierra sobre y a los lados de la alcantarilla juega también un papel de importancia. La mala ubicación de la alcantarilla en relación al cauce que se drena o a la terracería que la abriga contribuye muchas veces a generar o a agravar estos problemas.

En lo que a las consideraciones geotécnicas se refiere, los estudios de las alcantarillas tienen las mismas limitaciones que se comentaron para los problemas hidráulicos. La necesidad de fundamentar las recomendaciones de proyecto de cimentación, por ejemplo, en estudios someros y expeditos lleva a establecer la conveniencia de que éstos queden en manos de ingenieros con sólida preparación y sólida experiencia en el campo de la Mecánica de Suelos Aplicada. Conviene incorporar la responsabilidad de estas recomendaciones a los estudios geotécnicos generales, que necesariamente han de estar en manos de especialistas.

Además de estas obras bien conocidas de drenaje deben disponerse en un ferrocarril o en una carretera otras obras menos conocidas fuera del campo especializado, que contribuyen a encauzar y eliminar las aguas superficiales que de otro modo causarían daños. Suele darse a estas obras el nombre genérico de Obras Complementarias de Drenaje. Como tales se entenderán en esta obra a las siguientes:

El bombeo

-Las guarniciones

Los bordillos

Los lavaderos

Las bajadas

Las bermas

El uso apropiado de vegetación

Los bordos

Las cunetas

Las contracunetas

Los canales interceptores

Además de las anteriores, de definición y clasificación bien conocida, existe todo un conjunto de obras de canalización, conducción y eliminación que suelen construirse en un caso dado, según las necesidades específicas de ese caso, pero que carecen de encasillamiento general.

Las obras complementarias de drenaje no son de uso universal o rutinario; por lo menos, no deben serlo. Son obras que deben hacerse sólo en el lugar en que se requieran, pues de otra manera se derrochará dinero y se producirán, inclusive, resultados contraproducentes.

En lo que sigue se analizarán someramente estas obras, así como los criterios para su ubicación y construcción. Desgraciadamente lo que puede decirse al respecto es poco, pues aunque el tema reviste gran importancia práctica ha sido poco estudiado y menos, seriamente investigado, por lo que puede decirse que básicamente se encuentra aún dentro de las nor-

mas del arte del constructor, pero un tanto ajeno a una metodología científica.

## XI-2 EL BOMBEO

Dentro de la terminología de las Obras Complementarias de Drenaje, se denomina Bombeo a la pendiente transversal que se da en las carreteras y en las aeropistas para permitir que el agua que directamente cae sobre ellas escurra hacia sus dos hombros. En los caminos normales de dos bandas de circulación y en secciones en tangente es común que el bombeo se disponga con un 2% de pendiente desde el eje del camino hasta el hombro correspondiente; en las secciones en curva, el bombeo se superpone con la sobreelevación necesaria, de manera que según se entra a la curva, esta última domina rápidamente, de manera que la pendiente transversal ocurre sin discontinuidades, desde el hombro más elevado al más bajo; en este caso y dentro de la transición de la sección en tangente a la de plena curva, suele haber un trecho en el que se complica un poco la conformación de una pendiente transversal adecuada, siendo éste un problema que debe resolverse en cada caso, pero al que ayuda siempre la existencia de pendiente longitudinal. En las carreteras con pavimento rígido el bombeo puede ser un poco menor, por ejemplo, del orden de 1.5%.

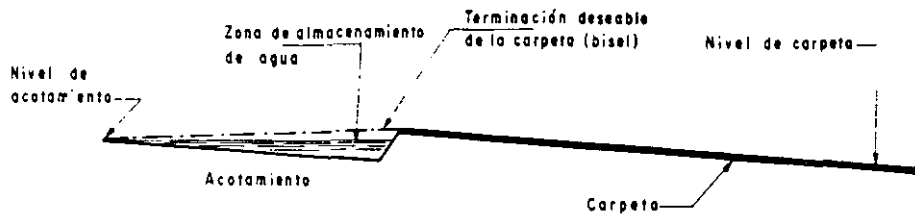
En las aeropistas se dispone también el bombeo desde el eje hacia los hombros, con pendiente de 1.5%, generalmente. En México se ha llegado a aceptar 1.25%.

En las carreteras de más de dos bandas de circulación pueden presentarse dos casos típicos. O se tiene un camellón central relativamente estrecho o se tiene uno muy amplio, generalmente sembrado de pasto. En el primer caso, es común que el bombeo tenga lugar del camellón hacia ambos hombros, pero en el segundo es común que se disponga un bombeo mixto, en dos vertientes, con pendientes desde el eje de cada banda hacia el hombro respectivo y hacia la sección central de la vía, en la cual suele existir un elemento de canalización.

Es común que en las curvas se produzca una zona de almacenamiento de agua en la parte del acotamiento que linda con la carpeta en el hombro más alto cuando, como sucede a veces, dicha carpeta tiene un nivel algo más alto que el del acotamiento. Para evitar esta zona de almacenamiento de agua e infiltración es recomendable terminar la orilla de la carpeta en bisel (Fig. XI-1).

Cuando se construyen terrapienes sobre suelos blandos, el bombeo, tiende a perderse con el tiempo, porque se produce mayor asentamiento en el centro de la sección que en sus hombros; el cálculo de asentamientos permite conocer esa diferencia en el valor de dicho asentamiento, a fin de hacer una previsión en el proyecto, exagerando el bombeo inicial, para

**Figura XI-1.** Terminación de la carpeta para evitar encharcamiento en zonas interiores de curvas.

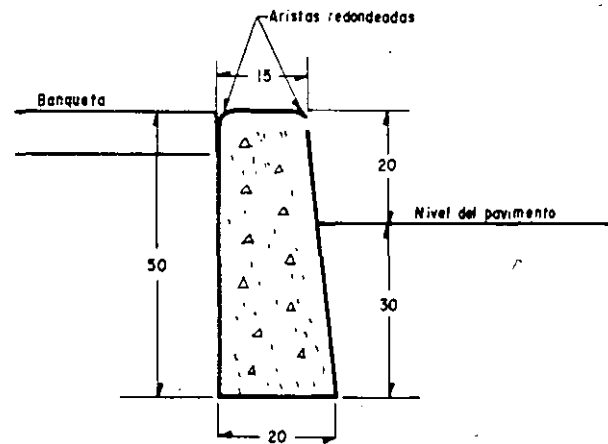


evitar o, por lo menos, reducir el problema, que tiene su importancia práctica, pues no debe olvidarse que las eventuales renivelaciones futuras habrían de hacerse con material de carpeta, que es el más costoso.

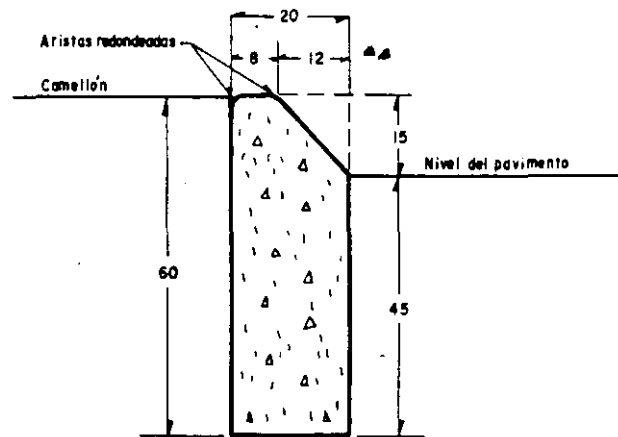
En caminos revestidos seguramente conviene que el bombeo no baje de 4 ‰ para dar muy rápida salida al agua transversalmente; en estos caminos modestos hay tendencia a transitar por la zona central, lo que provoca la formación de surcos en el revestimiento, con desplazamiento del material hacia afuera, formándose zonas de encharcamiento muy perjudiciales, si el bombeo no es fuerte.

En las autopistas de 4 o más bandas de circulación y camellón central suele ser un grave problema la acumulación en el camellón de toda el agua que se colecta en el ala más elevada de las curvas con sobre-elevación; eventualmente ha llegado a suceder que inclusive el agua rebasa el camellón que la represa, invadiendo la otra ala de la autopista; para evitar este peligro se dejan pequeñas interrupciones en el camellón, de trecho en trecho, con lo que el agua se concentra en ellas y pasa al ala opuesta. La solución definitiva de este problema es la construcción de un colector subterráneo bajo el camellón, al que pueda llegar el agua por bocas de tormenta situadas en el propio camellón y dispuestas en un tramo de longitud suficiente; el agua que se concentre en el colector subterráneo ha de ser eliminada en forma conveniente. Obviamente ésta es una solución cara, si se piensa que habría de ser aplicada en todas las curvas de la autopista. No existe una solución barata de tipo general a este problema. Cuando la conformación de la superficie de la curva es favorable, podría sustituirse el colector profundo por una caja de concreto con una sola entrada y su salida correspondiente; esto podrá hacerse pocas veces, pues la mayoría de las curvas serán amplias. Otra solución ocasional podría ser la construcción de una pequeña cuneta en el espacio del camellón, guardando todas las normas que la Ingeniería de Tránsito impondría a una depresión tal, vecina de las bandas de circulación de alta velocidad. El problema es difícil y sus efectos, muy perjudiciales para el tránsito; en cada caso deberá buscarse la solución que mejor se adapte a las condiciones geométricas.

en las orillas de las banquetas, para contener a las mismas y evitar que deslicen sobre la superficie de rodamiento; a la vez tienen la función de proteger a las banquetas contra la acción del tránsito. En las carreteras, las guarniciones se construyen con los mismos objetivos en las banquetas de los puentes, de las casetas de cobro de peaje y de pasos a desnivel y en algunos tipos de los camellones que separan las bandas de circulación de las autopistas o que se



A.- Guarnición en camellones laterales y banquetas



B.- Guarnición en camellón central

EN AMBOS CASOS:

- 1.- Dimensiones en cm
- 2.- Juntas de Dilatación de cartón asfaltado de 0.3 cm de espesor deberán disponerse a cada 6.0 m como máx.
- 3.- Concreto de  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

### XI-3 LAS GUARNICIONES

En zonas urbanas, las guarniciones se construyen

**Figura XI-2.** Formas típicas de guarniciones (Ref. 1).

construyen en entronques, isletas de pasos a nivel, etcétera.

Las guarniciones tienen relación con el drenaje, aunque ese no sea su objetivo principal, pues canalizan el agua que escurre en la superficie de rodamiento, guiándola hacia salidas especialmente dispuestas.

(La forma típica de las guarniciones se presenta en la Fig. XI-2 Ref. 1).

La forma trapecial se dispone para dar mayor resistencia a la sección al vuelco; el mismo objetivo se busca con la esbeltez de la sección, que permite una longitud de empotramiento conveniente.

Es práctica de algunos países colocar una verdadera guarnición enterrada entre la orilla de la carpeta y los acotamientos; se busca proteger al pavimento dándole, el confinamiento que le falta en las zonas de borde. Si esta guarnición se pinta adecuadamente, constituye un excelente medio de señalización; si la parte ligeramente sobresaliente es corrugada es una muy buena advertencia para el conductor que permite que su vehículo salga de la zona de carpeta (Ref. 1). Si se adopta esta solución, ha de preverse desde la construcción de las capas inferiores del pavimento, adoptando las precauciones necesarias para que no impida el drenaje lateral del mismo (Ref. 2).

Las guarniciones se construyen usualmente de concreto, pero la piedra pudiera ser conveniente, si existe este material y abunda la mano de obra. La construcción presenta el problema específico del curado, que siempre será molesto y, a veces, de difícil y costosa solución en zonas en que el agua escasea mucho; generalmente se requieren 6 riegos al día. Se han empleado con éxito productos comerciales que facilitan el curado de la mezcla.

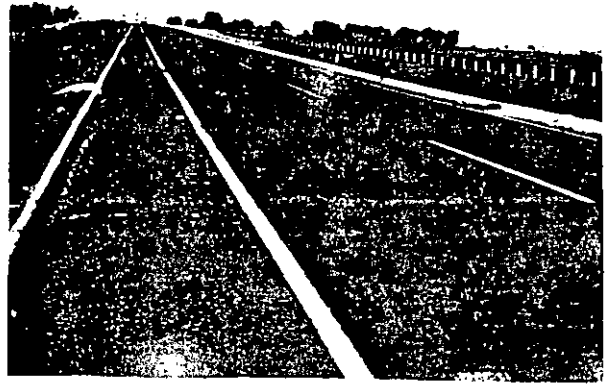
En la construcción de guarniciones de concreto se utiliza cimbra deslizante, de madera o de lámina de acero, siendo preferible las últimas por ser más fáciles de manejar y más durables, además de que logran mejor acabado en la guarnición.

Conviene siempre vibrar el concreto.

Se ha dicho en algunas ocasiones que la guarnición, sobre todo si es relativamente alta puede constituir un obstáculo psicológico para el tránsito, lo que produce un efecto de canalización que reduce los anchos efectivos; por este concepto, no conviene que sobresalgan más de 15 ó 20 cm.

## XI-4 LOS BORDILLOS

Los bordillos son estructuras que se colocan en el lado exterior del acotamiento en las secciones en tangente, en el borde opuesto al corte en las secciones en balcón o en la parte interior de las secciones de terraplén en curva. Son pequeños bordos que forman una barrera para conducir el agua hacia los lavaderos y las bajadas, evitando erosiones en los taludes



Vista de un bordillo.

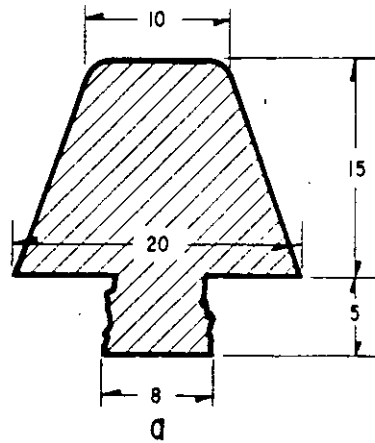
y saturación de éstos por el agua que cae sobre la corona del camino (Ref. 1).

La práctica mexicana utiliza generalmente bordillos de sección trapecial, de concreto asfáltico o hidráulico (Fig. XI-3. Ref. 1).

El anclaje que muestra el bordillo tipo a lo fija muy adecuadamente al material del acotamiento, protegiendo el alineamiento; el anclaje no se construye continuo, sino intermitente, por ejemplo, en pequeños tramos de 8 ó 10 cm cada 6 m. Seguramente el bordillo del tipo b es el que con más frecuencia puede verse en las carreteras mexicanas.

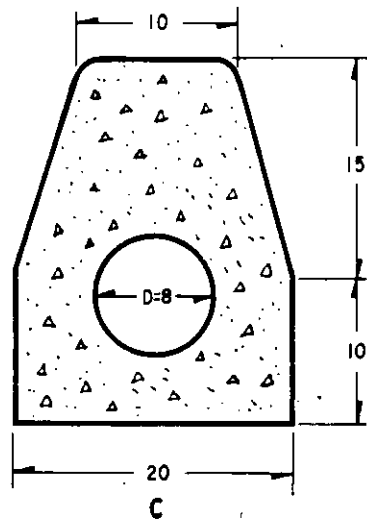
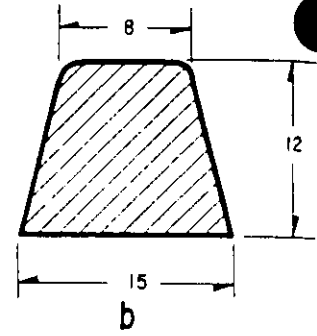
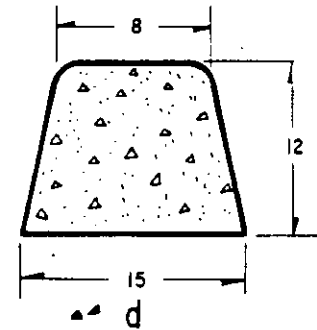
La altura del bordillo debe ser suficiente para que no sea rebasado por el agua almacenada, pero no debe rebasar ciertos límites, arriba de los cuales crea una sensación psicológica de confinamiento que es inconveniente para el vehículo que ha de estacionarse en el acotamiento o eventualmente circular por él; los bordillos demasiado altos también pueden impedir la apertura de puertas de los vehículos estacionados. Seguramente no debe pasarse de 25 cm en la altura de los bordillos, pero funcionarán muy bien en la gran mayoría de los casos estructuras con 12 ó 15 cm.

Para la construcción de los bordillos se utiliza preferentemente el concreto asfáltico o el hidráulico; podría pensarse en utilizar la piedra en donde exista y se desee el empleo masivo de mano de obra. En la construcción de bordillos de concreto asfáltico o hidráulico ha de emplearse cimbra metálica o de madera, a no ser que se disponga de máquinas especiales, que permitan la construcción en forma mucho más expedita de lo que permite el empleo de cimbra, que da lugar a operaciones lentas y caras. Las máquinas especiales tienen un molde de la estructura que es alimentado del material correspondiente por un tornillo sin fin; en estos casos es esencial vigilar la velocidad de avance de la máquina, que define la consistencia estructural y el buen acabado de la obra. En el uso del concreto asfáltico es también muy importante un adecuado control de la temperatura; valores elevados de ésta conducen a obras sin la debida liga, que se desintegran, en tanto que temperaturas



Bordillo con anclaje

Bordillos de concreto asfáltico, elaborado con material pétreo de tamaño máximo de 3/4" y cemento asfáltico No.6 en proporción aproximada de 100 kg/m<sup>3</sup> de material pétreo

Bordillos de concreto hidráulico, con  $f'_c = 150 \text{ km/cm}^2$ 

Todas las dimensiones están en centímetros

Figura XI-3. Tipos de bordillos comunes en la práctica mexicana (Ref. 1).

bajas producen estructuras poco consistentes, por manejarse un producto de excesiva viscosidad. Ciento treinta grados centígrados es quizá un valor recomendable para la temperatura, en condiciones normales (Ref. 1).

Especialmente los bordillos de concreto hidráulico requieren juntas de expansión, que suelen disponerse cada 10 m. En este mismo material deberá cuidarse especialmente el curado.

La tabla XI-1 (Ref. 1) proporciona los límites entre los que debe mantenerse la curva de distribución granulométrica del material pétreo que se incorpore a la planta en la que se fabrique el concreto asfáltico para bordillos.

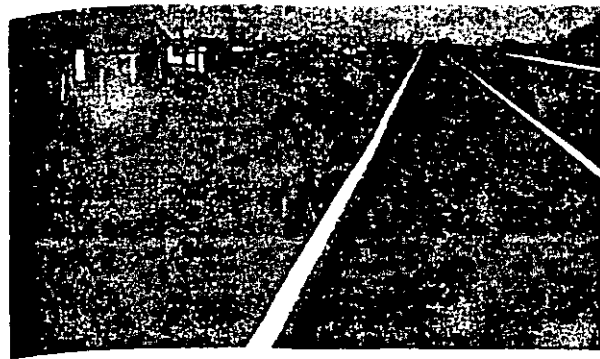
El gasto que debe esperarse para ser canalizado por un bordillo puede calcularse en función del área drenada (entre lavaderos), de la precipitación máxima por hora y de la duración de ésta.

TABLA XI-1

Requerimientos granulométricos de materiales pétreos utilizados en el concreto asfáltico para bordillos, según la práctica mexicana (Ref. 1)

Malla	% que pasa, en peso
3/4"	—100
1/2"	100-85
3/8"	100-75
Nº 4	80-60
Nº 8	60-45
Nº 50	30-18
Nº 200	15-5

Al aumentar la pendiente longitudinal de carretera aumenta la velocidad de escurrimiento de agua confinada por los bordillos y, por consiguiente,



Acotamiento, bordillo y terraplén bien vegetado.

disminuyen el requerimiento de área hidráulica, el tirante y el ancho de la lámina de agua. Todos los anteriores son efectos deseables y contribuyen a fundamentar el criterio de que es siempre conveniente que exista algo de pendiente longitudinal en las carreteras. Los efectos anteriores también se favorecen si el coeficiente de rugosidad de los acotamientos es bajo, lo que conduce a la conveniencia de tener un buen acabado superficial en esas zonas. Por otro lado cabe comentar que el tirante o el ancho de la lámina que escurre confinada por el bordillo son funciones muy poco sensibles a la pendiente longitudinal, de manera que bastará disponer un pequeño valor de este concepto en la vía terrestre para tener garantizado un escurrimiento adecuado. La Ref. 3 contiene una exposición bastante completa de los métodos para el análisis hidráulico de los bordillos, tema que se considera fuera de la esfera de interés de este libro.

La liga entre los bordillos y los lavaderos o bajadas que finalmente eliminan al agua de la corona de la vía debe ser motivo de atención, para el mantenimiento eficiente del sistema; a este respecto conviene deprimir ligeramente la superficie del acotamiento cerca de la entrada de los lavaderos. En algunos países de Europa se construyen los bordillos en forma de L, siendo la parte vertical el bordillo propiamente dicho y la horizontal, de unos 50 cm, parte del acotamiento; si esta última se maneja con una pendiente adecuada puede llegarse prácticamente a la construcción de una cuneta, con base en la cual es muy fácil canalizar convenientemente el agua y establecer una liga muy adecuada con lavaderos y bajadas. El uso de una sección como ésta es caro y seguramente sólo se justifica en caminos importantes, en zonas excepcionalmente lluviosas y cuando se utilizan materiales muy erosionables.

Lo usual es unir el bordillo con los lavaderos por medio de dos curvas, confinando la zona deprimida del acotamiento. La curva correspondiente al lado aguas arriba del bordillo respecto al lavadero suele hacerse más amplia que la de aguas abajo, para facilitar el paso del agua.

Como todas las obras complementarias de drenaje los bordillos no deben verse como soluciones rutina-

rias de uso indiscriminado, sino sólo proyectarse en donde realmente sean necesarios. En principio un bordillo es un obstáculo a la rápida eliminación del agua en la dirección transversal; por ende resultará contraproducente desde este punto de vista. Sólo deberán utilizarse, por lo tanto, en aquellos lugares en que el escurrimiento del agua sobre los terraplenes cause trastornos, porque el material que forme los taludes sea realmente erosionable y esté desprotegido. Es importante considerar que la protección con vegetación en los taludes de los terraplenes es una alternativa a la construcción de bordillos, pues materiales bien protegidos por especies vegetales ya no se erosionan. Otra protección que puede hacer innecesarios a los bordillos es la que se obtiene en forma natural en terraplenes muy bajos (menos de 1.50 m de altura), es los que el agua no puede alcanzar velocidades erosivas. Finalmente, otro factor a ponderar será evidentemente la intensidad y duración de los períodos de precipitación pluvial.

La conservación de los bordillos es costosa. En ocasiones, llega a ser innecesaria, cuando los taludes se vegetan suficientemente con el tiempo; en tales casos los bordillos deberán eliminarse.

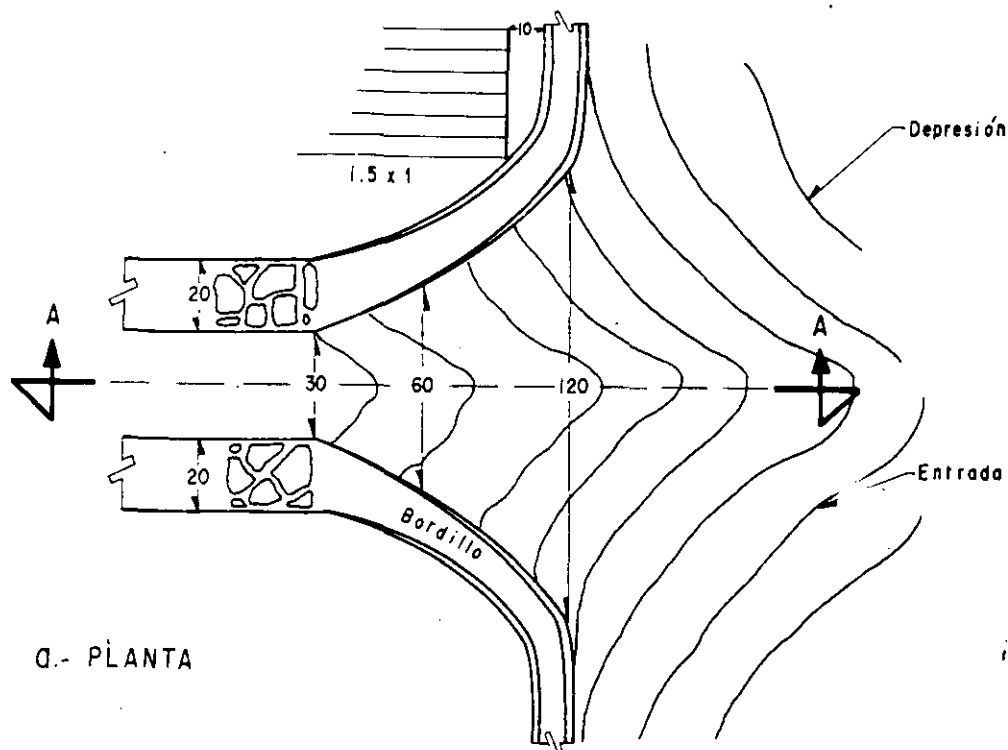
## XI-5 LOS LAVADEROS

Los lavaderos son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes, con la misión de conducir el agua de lluvia que escurre por los acotamientos hasta lugares alejados de los terraplenes, en donde ya sea inofensiva. En general son estructuras de muy fuerte pendiente y en esta circunstancia radica la mayoría de los peligros que los aquejan.

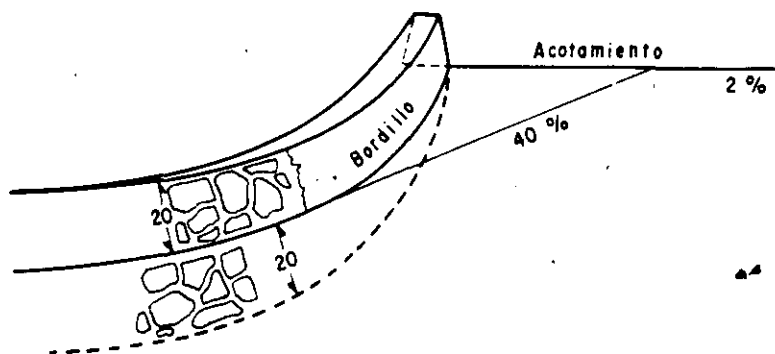
Cuando se disponen en los caminos están sobre los terraplenes, sobre los lados en terraplén de cortes en balcón (generalmente a la entrada y a la salida) o en los lados interiores de curvas, cuando corresponden a secciones también en terraplén. En tramos en tangentes suelen disponerse cada 60 ó 100 m, pero esta separación puede ser variable, dependiendo de la pendiente longitudinal de la vía terrestre y del régimen de precipitación pluvial en la zona. La Fig. XI-4 (Ref. 1) muestra la planta típica de un lavadero construido en mampostería, un corte según su eje longitudinal y una perspectiva de su disposición en una carretera.

La capacidad del umbral de entrada del lavadero dependerá de la separación entre ellos, del gasto total que escurre por el bordillo y del tirante en una sección inmediatamente antes del umbral. Izzard (Refs. 3 y 4) proporciona la siguiente fórmula para el cálculo de la longitud del umbral de entrada al lavadero, que toma en cuenta el cambio brusco de dirección que ha de sufrir el agua en ese lugar:

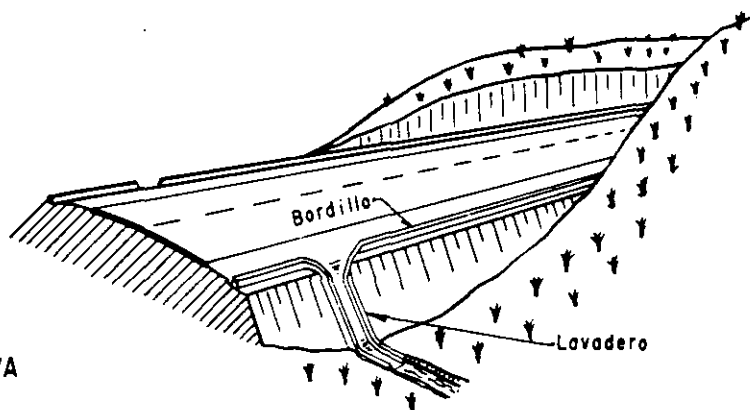
$$L_u = \frac{Q}{0.386 (a + y)^{3/2}} \quad (11-1)$$



a.- PLANTA



b.- CORTE A-A



c.- PERSPECTIVA

Figura XI-4. Lavadero (Ref. 1).



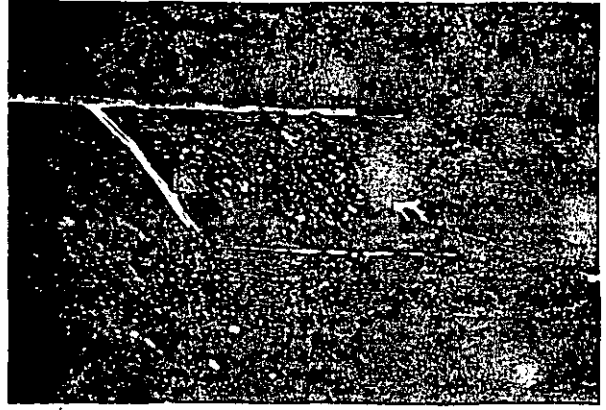
Un lavadero de mampostería, con plantilla de acero, en correcto funcionamiento.

donde:

- $L_u$ , es la longitud del umbral de entrada al lavadero, en m.
- $Q$ , es el gasto que llega al lavadero y ha de descender por él, en  $m^3/seg.$
- $a$ , es el desnivel entre el acotamiento y la sección más deprimida del umbral de entrada al bordillo, en m. Generalmente es del orden de 0.06 m.
- $y$ , es el tirante de escurrimiento sobre el acotamiento, en una sección próxima al umbral de entrada, en m.

Por lo difícil que es de lograr que todo el gasto que baja confinado por el bordillo sea captado por el lavadero, dado el brusco viraje que el agua ha de hacer, es usual aceptar que únicamente entre el 80 y 90 % del agua sea captada.

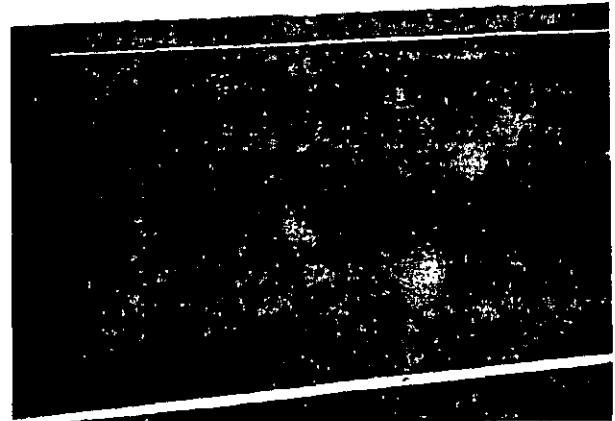
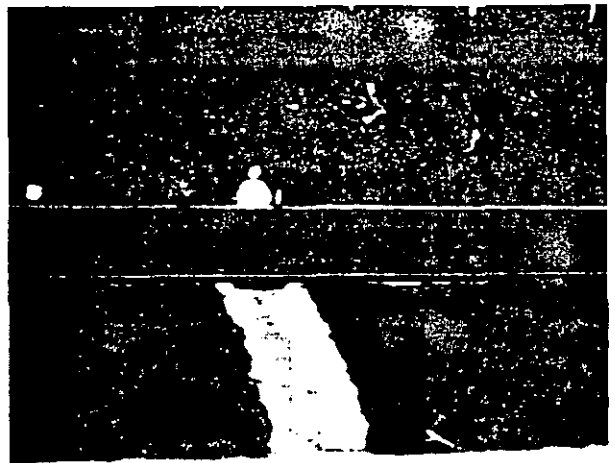
A despecho de la fórmula anterior, lo común es que las entradas de todos los lavaderos sean iguales, con capacidades de descarga muy similares, manejándose las diferentes necesidades de captación más bien con base en la separación entre lavaderos. Si  $L$  es la longitud del umbral de entrada del lavadero elegida como estándar y  $L_u$  es la longitud necesaria para



Integración de un lavadero a los sistemas generales de drenaje.

captar todo el gasto que llegue, la Fig. XI-5 (Ref. 3) proporciona la porción del gasto total que es capaz de captar la entrada de longitud  $L$ ; en la figura se denomina  $Q$  al gasto total que llega y  $Q_c$  al gasto captado.

En la Fig. XI-6 (Ref. 3), complementaria de la anterior, puede calcularse la longitud necesaria en la entrada del lavadero ( $L_u$ ) para captar todo el gasto  $Q$  que llega a ella.



Un lavadero instalado en la zona central de una autopista con bandas separadas.



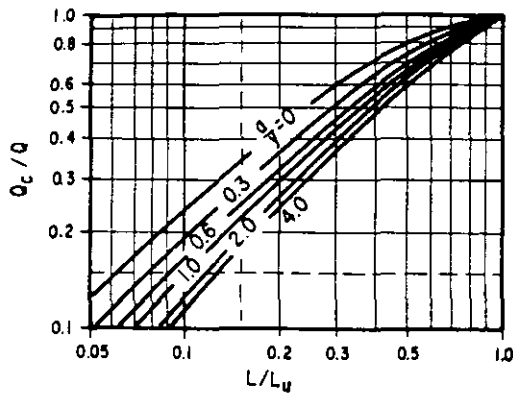


Figura XI-5. Porción del gasto total que es capaz de captar una entrada de lavadero de longitud  $L$ . (Ref. 3).

En las Figs. XI-5 y XI-6,  $a$  y  $y$  ( $y_e$ ) tienen los sentidos que se describieron en relación a la fórmula 11-1.

El lavadero propiamente dicho es la rápida revestida que va desde el umbral de entrada en la parte alta del terraplén hasta los ceros del mismo o, yendo aún más adelante, hasta donde se efectúe la descarga final del agua para que ésta sea inofensiva. Es usual que la bajada tenga una sección estándar (Fig. IX-4) y el dimensionamiento hidráulico se hace verificando, a partir del gasto de entrada, la altura en los

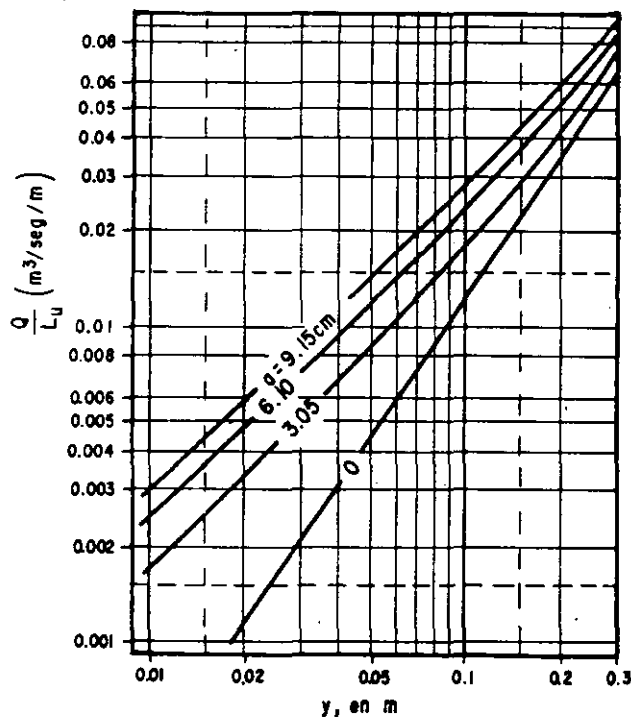
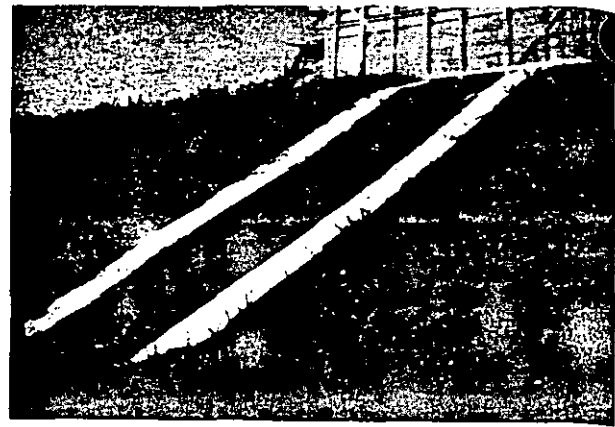


Figura XI-6. Longitud de entrada a un lavadero para captar todo el gasto de llegada (Ref. 3).

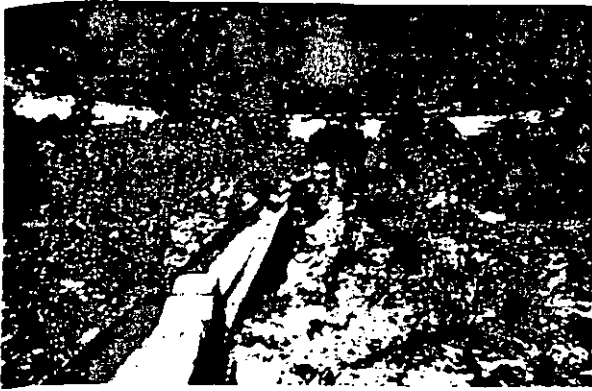


Lavadero de mampostería sin adecuada protección de salida.

bordos del lavadero. En la Ref. 3 se mencionan los criterios para efectuar este diseño hidráulico.

Las fuertes velocidades con que el agua baja por el lavadero harían en principio necesaria la construcción de una caja disipadora de energía al pie del mismo, con objeto de evitar erosiones del propio lavadero al pie del terraplén; la alternativa sería la prolongación del lavadero en un abanico de amortiguación y en la longitud suficiente. La construcción de la caja disipadora sería quizá todavía más impropia si en lugar de utilizar bajada abierta se proveyese al lavadero de un tubo de caída. Una solución tan completa desde el punto de vista hidráulico resultaría demasiado costosa, por lo que desde las primeras investigaciones sobre estos temas se procuró hallar otra solución diferente que amortiguase la energía adquirida por el agua en la bajada a menos costo; la solución parece ser dar gran rugosidad a la plantilla del lavadero provocando un flujo de bajada fuertemente turbulento, con arrastre de aire en la vena líquida, lo que parece reducir la energía de la bajada en forma suficiente. La mampostería muy rugosa o el escalonamiento de la plantilla parecen producir muy buenos resultados. De todas maneras, cuando la altura del terraplén es grande y el gasto que se elimina de consideración, subsiste el problema de la erosión a la salida del lavadero, en el pie del talud, donde pueden producirse erosiones muy peligrosas, que en añadidura son remontantes y pueden conducir a la destrucción de la obra. En estos casos será imprescindible que el ingeniero responsable ejerza una vigilancia especial, construyendo obras de disipación y encauzamiento donde se vean necesarias.

La rugosidad necesaria en la plantilla puede incrementarse también colocando piedras ahogadas parcialmente en el concreto, cuando los lavaderos se hacen con este material. Los detalles del funcionamiento hidráulico de estas plantillas rugosas pueden verse también en la multicitada Ref. 3. De la misma se extrae, como norma de criterio la Fig. XI-7, que pro-



Defecto de andaje en un lavadero metálico.

porciona las velocidades permisibles para el pie del lavadero de plantilla rugosa, en función del material del terraplén, del que constituya el terreno natural en el lugar de la descarga o de la protección que se haga en dicho lugar.

Es interesante hacer notar que los cálculos hidráulicos parecen concluir (Ref. 1) que la velocidad máxima que el agua alcanza en los lavaderos de plantilla rugosa se produce a muy corta distancia del umbral de entrada, por lo que la vigilancia en lo que respecta a la erosión al pie de la estructura deberá centrarse más bien con base en los materiales que existan en el lugar de descarga, ejerciéndose en forma prácticamente independiente de la longitud del lavadero.

Un punto importante en la construcción de los lavaderos es darles suficiente estabilidad dentro del cuerpo del terraplén, por lo que suelen hundirse en éste, llegando la corona de sus muretes de borde al nivel del material del talud. La práctica de la colocación directa del lavadero sobre el talud debe verse siempre como inadecuada.

Los lavaderos se construyen muy frecuentemente de mampostería con junteo de lechada de cemento en proporción 1:4. También se hacen de concreto, como se dijo y, finalmente, se construyen de media sección de tubo de lámina galvanizada corrugada con juntas atornilladas: en este último caso, el tubo debe salir de una plantilla de mampostería o de concreto, con cuyos materiales deberá construirse invariablemente la entrada, así como rematar en un final de bajada también de mampostería o de concreto; es muy recomendable que en zonas intermedias de su desarrollo, el tubo se amarre con silletas de mampostería.

En terraplenes muy altos puede convenir colocar los lavaderos transversal y longitudinalmente, colocando algunas secciones en la dirección longitudinal sobre la superficie del talud, para captar y eliminar las aguas que caen directamente sobre éste, formando así una verdadera retícula canalizadora.

Los lavaderos se colocan también como elementos eliminadores del agua captada por cunetas y contra-cunetas, estructuras de drenaje que se mencionan más adelante. En este caso se presenta una zona crítica en la unión entre ambas estructuras, pues existe entonces el peligro de que el agua se introduzca bajo

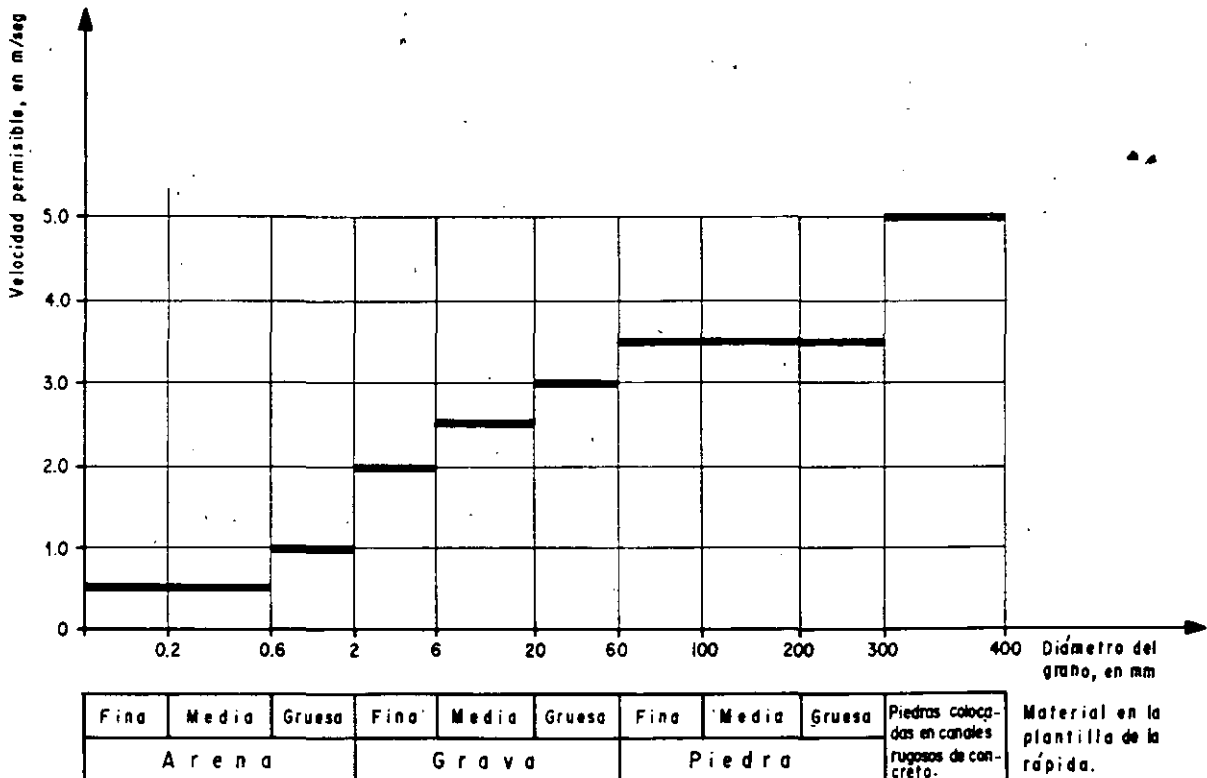


Figura XI-7. Velocidades permisibles al pie de lavaderos de plantilla rugosa (Ref. 3).

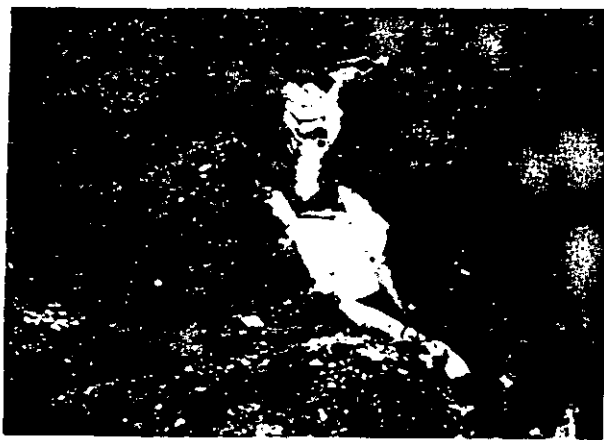


Sistema de lavaderos en un camino modesto. Nótese la buena integración a la topografía.

el lavadero, erosionando y disminuyendo su sustentación, con riesgo de falla (Ref. 5). Para evitar este peligro es recomendable que esta zona de unión sea amplia y sin quiebres y que el lavadero tenga un dentellón de entrada, para protegerlo del efecto de filtración; dicho dentellón puede tener una profundidad tan pequeña como 50 cm.

Caben respecto a los lavaderos los mismos comentarios ya hechos en relación a otras obras complementarias de drenaje. No son estructuras que deban proyectarse indefectiblemente, sino únicamente cuando se hagan realmente necesarias. Esto está ligado a la necesidad de proteger terrapienes formados por materiales erosionables y no suficientemente protegidos por otros métodos, tales como por ejemplo, la vegetación.

En carreteras de especificaciones modestas es relativamente frecuente ver que alcantarillas de tubo desembocan dentro del cuerpo del terraplén, por encima del nivel del lecho del cauce que las originó; como se comentará más adelante, es difícil concebir un caso en que ésta sea una buena práctica, pero cuando ello ocurra será indispensable dotar a la alcantarilla de un lavadero de salida o de una bajada



Lavadero destruido por falta de anclaje y otras obras de defensa.

del tipo de las que se describen en el siguiente inciso de este Capítulo. El lavadero podrá entonces ser mucho más amplio que los convencionales de que hasta ahora se ha hablado; guardando los lineamientos generales que se han señalado, su capacidad hidráulica debe ser suficiente para eliminar todo el gasto de la alcantarilla.

El costo de conservación de los lavaderos es alto y la vigilancia que sobre ellos ha de ejercerse, intensa pues es frecuente que sufran distorsiones por todos los movimientos que son comunes en los taludes de los terrapienes, aun en buenas condiciones de estabilidad.

## XI-6 LAS BAJADAS

Se denomina así a estructuras de función análoga a los lavaderos, pero constituidas por un tubo apoyado en la superficie inclinada del terreno o enterrado en él. En rigor la distinción respecto a los lavaderos es un tanto de simple nomenclatura y muchos ingenieros consideran a las bajadas como lavaderos entubados.

La tubería que se ha empleado con más éxito es la de lámina, provista de alguna junta capaz de absorber pequeños movimientos por temperatura o por



Bajada en funcionamiento correcto.



Una bajada para defensa de la salida de una alcantarilla.

asentamiento del terraplén o del terreno en que se coloque el tubo.

En lugares de precipitación escasa o en donde la velocidad de escurrimiento no vaya a ser demasiado alta podrá utilizarse también el concreto hidráulico para hacer los tubos. Si se protege al concreto contra la erosión en forma efectiva podrá extenderse mucho el campo de aplicación de este material en el sentido de las velocidades crecientes. Finalmente, se ha usado también la tubería de barro vitrificado, junteada con campana. El diámetro mínimo en los tubos de la bajada deberá ser de 45 cm, pero no es difícil ver diámetros mayores, 60 cm o más, en lugares en donde se prevé la necesidad de eliminar grandes gastos.

Las bajadas tienen el inconveniente de la dificultad de inspección, que en algunas ocasiones puede llegar a obligar a la utilización de sondeos.

Uno de los usos más frecuentes de las bajadas se tiene cuando dentro de la longitud de un corte queda comprendido un talweg en el coronamiento; el agua que ahí cae no puede dejarse escurrir libremente sobre el talud del corte, porque es demasiada, ni puede ser canalizada a la cuneta por la misma razón. La bajada es la solución típica al problema, con un tubo que atraviese la corona del camino y conduzca el agua a donde no dañe.



Bajada destruida por falta de anclaje.

## XI-7 LAS BERMAS

En rigor, las bermas que ahora se mencionan ya han sido tratadas anteriormente (Capítulo VI del Volumen I de esta obra), aunque predominantemente ligadas a problemas de estabilidad de terraplenes; bajo el nombre de escalonamientos se trataron elementos estructurales similares que se construyen en los cortes, para cuidar también la estabilidad de los mismos.

Estas bermas o escalonamientos pueden cumplir también funciones de drenaje superficial, de control de aguas broncas y de conducción y eliminación; es en este sentido, como vuelven a ser tratadas en este sitio.

Las bermas construidas en los terraplenes con fines de drenaje suelen tener una relación peralte:huella en el orden de 1:1 a 1:1.5 y son de dimensiones pequeñas, verdaderos escalones; aquellos valores pueden aumentar a 1:2 ó 1:3 en las que se construyen sobre el terreno natural, para control de las aguas que bajan por él amenazando la vía terrestre, dando lugar a una estructura análoga en sus objetivos a las que se hacen en terrenos de labor en declive como protección contra la erosión (Ref. 1). Los escalonamientos en los cortes, cuando se construyen para interrumpir la trayectoria de bajada de las aguas suelen tener su relación peralte:huella gobernada por la inclinación general del corte, por lo que ésta difícilmente podrá pasar de 0.75:1 ó 1:1.

El efecto de la berma o del escalonamiento es disminuir la fuerza erosiva del agua que escurre superficialmente por los taludes de un terraplén o un corte o por el terreno natural. Estos elementos pueden encauzar más convenientemente al agua colectada si se les da una pendiente apropiada hacia lavaderos, bajadas o estructuras análogas; esta agua erosionaria de otra manera los taludes causando arrastres que provocarían problemas en las cunetas o se infiltraría en el propio talud con malos efectos sobre su estabilidad general.

Los problemas de infiltración pudieran ser graves

sobre todo en el caso de escalonamientos en cortes con materiales susceptibles y estos elementos podrían contribuir a auspiciarlos, pues es frecuente que en la dirección de su desarrollo longitudinal presenten largos trechos con poca pendiente. En estos casos, los escalonamientos deberán protegerse o no hacerse. La protección puede ir desde dar al escalón una ligera pendiente hacia el interior del corte, poniendo en ese borde interior una cuneta con pendiente suficiente para eliminar rápidamente el agua recolectada, hasta una completa impermeabilización de las huellas, incluyendo la cuneta mencionada. Esta última se ha hecho con suelo-cemento, suelo-asfalto o aún con concreto.

Los materiales más susceptibles a la infiltración de agua en escalones son las rocas junteadas o agrietadas, sobre todo si su echado es desfavorable a la vía y los suelos residuales que contengan estructuras heredadas en formación desfavorable; también hay suelos que por su constitución son muy susceptibles, tales como los loes o muchos suelos limosos. Son tan malas las consecuencias de la infiltración de agua en los escalonamientos formados en materiales susceptibles, que en todos los casos de duda en que no sea posible emplear una impermeabilización de completa garantía, será preferible no hacerlos.

En ocasiones se aprovechan estos escalones para plantar pequeños arbustos que una vez desarrollados protegen muy efectivamente la superficie del talud contra la erosión.

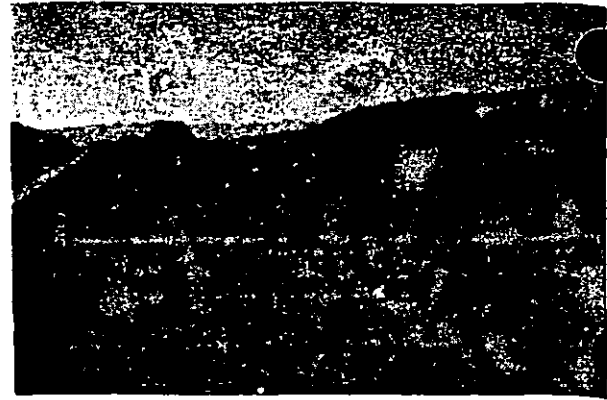
## XI-8 LA VEGETACION

Una de las más efectivas protecciones de los taludes de un corte o un terraplén o del terreno natural contra la acción erosiva del agua superficial es la plantación de especies vegetales; éstas retardan el escurrimiento, disminuyendo mucho la energía del agua y contribuyen a fomentar una condición de equilibrio en los suelos en cuanto a contenido de agua.

Siempre que la vegetación exista, el ingeniero deberá respetarla. La deforestación sistemática, el



Protección de la zona central de una autopista con vegetación.



Protección de un talud con vegetación.

deshierbe o el desenraice excesivos en la zona de derecho de vía o en la zona de influencia de una vía terrestre deben verse como una de las peores prácticas en que es dado caer a un ingeniero constructor. Más bien sus esfuerzos deberán tender a fomentar la protección vegetal en todos sus aspectos. Cuando ésta no exista, su plantación puede contribuir a proteger muy eficazmente la vía. Como ya se ha indicado, la plantación de especies vegetales debe estar a cuidado de especialistas, que utilicen variedades apropiadas en la región, cuyo crecimiento pueda ocurrir con los mínimos cuidados iniciales.

En los taludes son especialmente útiles especies trepadoras o pastos tupidos, en tanto que para barreras protectoras en el terreno natural suelen dar mejor resultado los arbustos.

## XI-9 LOS BORDOS

Se mencionan ahora los bordos de tierra u, ocasionalmente de mampostería, que se construyen para encauzar las aguas, sean en el terreno natural próximo a la vía terrestre, para que el agua llegue a gargantas, cauces naturales, etcétera, o sea en la entrada de las alcantarillas o puentes, con el fin de que el agua cruce apropiadamente por tales estructuras. Este segundo tipo de bordos es, con mucho, el más común y su planteamiento debe ser parte de un estudio hidrológico general que trasciende los objetivos de estos comentarios. El bordo de encauzamiento sobre el terreno natural, mencionado en primer lugar debe responder a una necesidad topográfica, generalmente conectada con la existencia de talwegs que, de no existir los bordos, vaciarían sus aguas de manera peligrosa para la vía terrestre; con el bordo, éstas se dirigen, como se dijo, hacia cualquier clase de cauce natural por el que puedan ser eliminadas sin riesgo.

Los bordos se construyen generalmente con material producto de excavación; es normal que dicha excavación se desarrolle en forma más o menos paralela al propio bordo y debe procurarse que no constituya un tajo profundo. En el caso de los bordos interceptores que se construyen aguas arriba de la

via terrestre, por ejemplo para conducir el agua colectada por un talweg hacia una cañada, que probablemente cruzará a la vía terrestre con una obra. convendrá que la excavación se ejecute aguas arriba del bordo, dando a la plantilla del canal así formado la pendiente necesaria para que el agua que llegue a caer en él sea conducida también hacia el cauce natural; de hecho, si este canal es profundo y formal, hará innecesario al bordo y el problema se habrá resuelto con un canal interceptor, que es una solución alternativa a contemplar. Cuando el canal producto de la excavación no sea profundo, ni esté conformado o cuando la zona de préstamo no esté inmediatamente próxima y alineada con el bordo, será cuando haya de hablarse de éste.

Los bordos de tierra suelen construirse con taludes 2:1 ó 3:1, en alturas que rara vez rebasan 2 m y con un ancho de corona en el orden de los 50 cm. En muchos países es común que se construyan a mano, realizando de esta manera también una compactación elemental del material que se coloca; para ello se utilizan pisones. Si se espera que el agua se mueva con cierta velocidad a lo largo del talud aguas arriba, podrá pensarse en proteger éste con piedra o en substituir el bordo por un murete de mampostería.

Antes de construirse el bordo debe despalmarse el terreno, exclusivamente bajo él, respetando la vegetación vecina y guardando el material de despalme aguas arriba para después colocarlo, todo o en parte, sobre el talud del bordo, para fomentar su vegetación.

Los bordos que encauzan las aguas hacia alcantarillas y obras de drenaje son en general estructuras bastante más formales que los anteriores, pues han de sufrir el embate de aguas rápidas. En estos casos serán comunes las protecciones de taludes con enrocamiento, la construcción con mampostería de buena calidad y aún el uso de muros de concreto (deflectores).

En muchas ocasiones los propios taludes del terrapién de la vía funcionarán como bordos encauzadores de escurrimiento hacia obras de drenaje; estos casos han de ser cuidadosamente detectados para planear las protecciones correspondientes, con vegetación, enrocamiento, mamposterías o muros de concreto, según las velocidades que se esperen en el agua encauzada.

Los ingenieros a cargo del drenaje de los caminos descuidan a veces la descarga de las aguas colectadas y encauzadas, la cual ocurre aguas abajo de la vía terrestre. Esta descarga, en ocasiones, causa daños en terrenos de labor, pastizales y aún en caseríos. Debe tenerse muy presente que la vía terrestre al interrumpir el drenaje general de una zona con su presencia y concentrar la descarga de las aguas que la cruzan en algunos puntos aislados, puede fácilmente generar problemas hidráulicos aguas abajo en zonas en que no existían previamente. Prever y solucionar estos problemas y eliminar las aguas que perjudicarían a su obra sin perjuicios de terceros debe ser una obli-

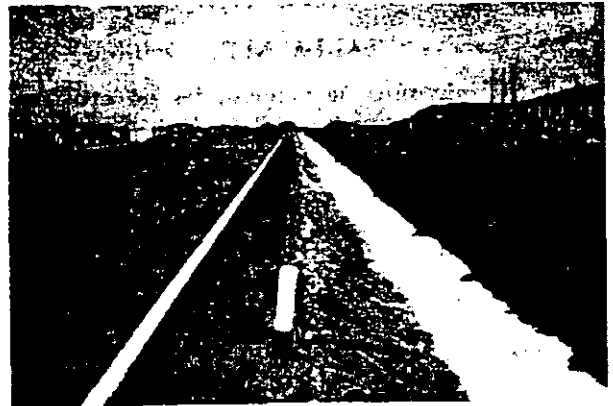
gación ineludible de los ingenieros a cargo del drenaje de la vía. Esta obligación conduce muchas veces a la construcción de bordos y canales que viertan las aguas en donde no perjudiquen a nadie; frecuentemente los bordos que han de construirse por este concepto son largos e importantes.

También pueden ser de envergadura los bordos de protección a cuya construcción obligue la presencia de un río o arroyo susceptible de erosionar, una zona de inundación o los perimetrales que han de hacerse en torno a pistas de aeropuertos que invadan terrenos pantanosos, inundables o zonas lacustres. Obviamente en todos estos casos, en que han de erigirse bordos altos, de cuya estabilidad depende en mucho la vida de la vía terrestre, habrán de emplearse recursos tecnológicos adecuados, dedicándoles un proyecto especial y cuidadoso, fundamentado por un estudio geotécnico de detalle. Los métodos para realizar tales estudios serán los mismos que se empleen en la vía terrestre que protegen, como también serán análogos los métodos constructivos.

## XI-10 LAS CUNETAS

Las cunetas constituyen las obras complementarias de drenaje de uso más extendido y universal, hasta el grado de que muchos objetan su inclusión en un enlistado de obras "complementarias". Aquí se incluyen en esa categoría, considerando que dicha calificación no implica escasa frecuencia de utilización, sino, tipificación dentro de un grupo de obras con objetivo común.

Las cunetas son canales que se adosan a los lados de la corona de la vía terrestre, en el lado del corte en secciones de tal naturaleza; en cortes en balcón hay entonces cuneta en un solo lado y en cortes en cajón, en los dos. La cuneta se dispone en el extremo del acotamiento, en contacto inmediato con el corte. Su situación le permite recibir los escurrimientos de origen pluvial propios del talud y los del área comprendida entre el coronamiento del corte y la contra-



Vista de una cuneta bien canalizada. Nótese también la protección de vegetación en taludes.



Cuneta en la zona central de una autopista.

cuneta, si la hubiere o el terreno natural aguas arriba del corte, si no hay contracunetas. También puede recibir la cuneta agua que haya caído sobre la corona de la vía, cuando la pendiente transversal de ésta tenga la inclinación apropiada para ello.

La capacidad hidráulica de la cuneta como canal define principalmente la posibilidad de cumplir su función de canalizar y eliminar con rapidez el agua que colecte. El gasto por drenar depende del área de influencia, del coeficiente de escurrimiento y de la intensidad de lluvia durante un tiempo igual al de concentración. El proyecto hidráulico de detalle (Refs. 3 y 6), que se considera, por otra parte, fuera del alcance de esta obra, se dificulta generalmente por falta de registros adecuados y suficientes de las intensidades de lluvia, que han de ser establecidas con base en información de pobladores de la región o de datos pluviométricos que existan en los lugares más próximos, todo lo cual introduce importantes elementos de incertidumbre a los cálculos que puedan hacerse.

La pendiente longitudinal mínima que debe existir en una cuneta es de 0.5%. La velocidad con la que el agua circule sobre ella debe quedar comprendida entre los límites de depósito y erosión, ambos indeseables.

La tabla XI-2 (Ref. 7) proporciona, como norma

**TABLA XI-2**

**Valores máximos de velocidades no erosivas en cunetas (Ref. 7)**

Material	Velocidad (m/seg)
Arenas finas y limos	0.40-0.60
Arcilla arenosa	0.50-0.75
Arcilla	0.75-1.00
Arcilla firme	1.00-1.50
Grava limosa	1.00-1.50
Grava fina	1.50-2.00
Pizarras suaves	1.50-2.00
Grava gruesa	2.00-3.50
Zampeados	3.00-4.50
Rocas sanas y concreto	4.50-7.50



Cuneta revestida mostrando caja de entrada a una alcantarilla de alivio.

de criterio, la máxima velocidad que puede alcanzar el agua sobre los materiales que se citan sin provocar erosión.

A despecho de los altos valores señalados en el último renglón de la tabla XI-2, parece conveniente limitar la velocidad del agua en las cunetas a 3.00 m/seg en zampeados y a 4.00 m/seg en concreto (Ref. 1).

El gasto que puede eliminar la cuneta es una función muy sensible de su pendiente longitudinal, pero es dudoso que pueda exceder en ningún caso de 0.5 m<sup>3</sup>/seg (Ref. 1); valores mayores producen derrame. Como norma de criterio la tabla XI-3 (Ref. 9)

**TABLA XI-3**

**Valores del gasto en la cuneta triangular de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua (Ref. 9)**

Pendiente del camino %	Velocidad del agua m/seg	Gasto m <sup>3</sup> /seg
1	0.63	0.11
2	0.89	0.15
3	1.09	0.19
4	1.26	0.22
5	1.41	0.24
6	1.54	0.27

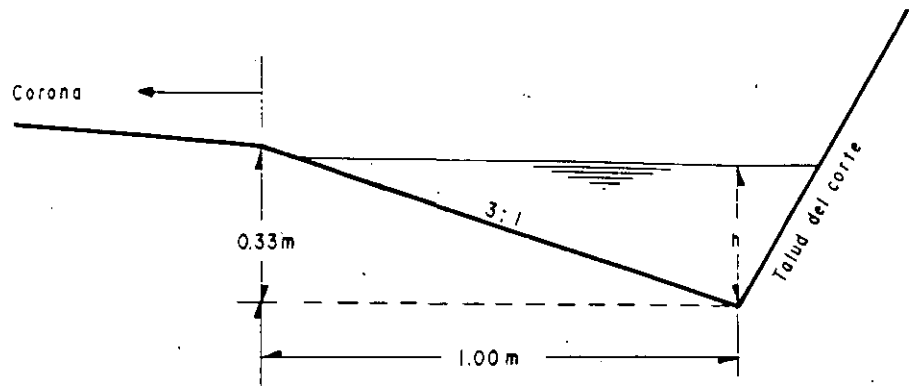


Figura XI-3. Sección triangular típica de una cuneta.

proporciona los gastos que pueden calcularse en la cuneta de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua.

Las cunetas se construyen generalmente de sección trapezoidal o triangular. En la práctica mexicana, la triangular es con mucho la más frecuente (Fig. XI-8). El talud hacia la vía es como mínimo 3:1, preferentemente 4:1 y el del lado del corte sigue sensiblemente la inclinación de éste. Se prevé una lámina de agua de no más de 30 cm.

La sección rectangular ha sido generalmente abandonada por razones de ingeniería de tránsito, debido al efecto canalizador que produce la sensación de peligro que siente quien transita cerca de ella. Por esta misma razón, la sección trapezoidal se hace cada vez menos, como no sea con el borde vecino a la carretera muy tendido. La sección triangular es la más conveniente y fácil de construir; se conforma al terminar la capa subrasante y el trabajo puede hacerse con motoconformadora. Su conservación es también la más sencilla. En vías férreas, algunas de las virtudes anteriores de la cuneta triangular desaparecen, por lo que es más frecuente el uso de las otras dos secciones, si bien también se usa frecuentemente la sección triangular.

Cuando las cunetas se revisten, usualmente ello se hace con mampostería o concreto hidráulico. En el primer caso suele utilizarse mortero con proporción 1:4 (90 kg de cemento por cada metro cúbico de mampostería) y en el segundo pueden utilizarse losas coladas en el sitio o precoladas. La menor rugosidad del concreto lo hace más eficiente hidráulicamente que el zampeado de mampostería; con el concreto puede también construirse con mayor rapidez. Las losas utilizadas suelen tener alrededor de 1 m de longitud y tener juntas selladas, para evitar fugas de agua. Cabe decir que la política más usual en muchos países es no revestir las cunetas en absoluto y esto por razones fundamentalmente económicas; es también de comentar que su recubrimiento con vegetación puede constituir una magnífica protección si las velocidades del agua no son altas (1 ó 1.5 m/seg Ref. 8), aunque la capacidad hidráulica de la cuneta se vea disminuida por el correspondiente aumento en el coeficiente de rugosidad.

Los recubrimientos con suelo-cemento y suelo-asfalto se han empleado relativamente poco en la práctica mexicana y algo más en la de algunos otros países. Resultarán recomendables cuando se tengan a mano materiales arenosos, susceptibles de alcanzar una resistencia y unas condiciones de permanencia altas con contenidos relativamente bajos de material estabilizante. Proporciones de aumento del orden de 6% a 7%, en peso, y de cemento asfáltico del orden de un 4% a un 6%, también en peso, son probablemente frecuentes en la mayor parte de los trabajos prácticos. Antes de adoptar una solución de este estilo deberán ponderarse con cuidado todas las dificultades constructivas que implica, entre las que destacan el mezclado del estabilizante, los transportes y el tendido y la compactación de las mezclas; es común que los análisis económicos cuidadosos hagan ver como inconveniente el uso de productos estabilizados en casos que a primera vista parecían muy favorables. Además, ha de tenerse en cuenta que la duración de estos recubrimientos es siempre inferior al concreto y a la mampostería y que, lógicamente, los problemas de conservación son mayores. La compactación de estos recubrimientos suele hacerse con equipos manuales vibratorios.

En algunas ocasiones se han utilizado las cunetas en terraplenes (Fig. XI-9).

Se muestra una sección en curva, con la sobre-elevación correspondiente. En la corona se muestra un tipo de cuneta que se dispone en algunas ocasiones, con la función que en otros casos corresponde a los bordillos. Es posible que esta solución pueda resultar eficiente desde el punto de vista hidráulico en zonas de precipitación pluvial intensa y en carreteras de corona ancha. Por otra parte, habrá que cuidar mucho los aspectos de ingeniería de tránsito relacionados con esta práctica, que exigirán que la cuneta se construya allende el acotamiento, lo que ocasiona un ancho extra de corona; de otra manera, la interferencia con la circulación de los vehículos podría ser importante. Obviamente, esta solución exige la construcción de lavaderos o bajadas, si bien su número podría ser menor que en el tratamiento convencional a base de bordillos, por la mayor área hidráulica de la cuneta. Se ocurre que en algunos casos



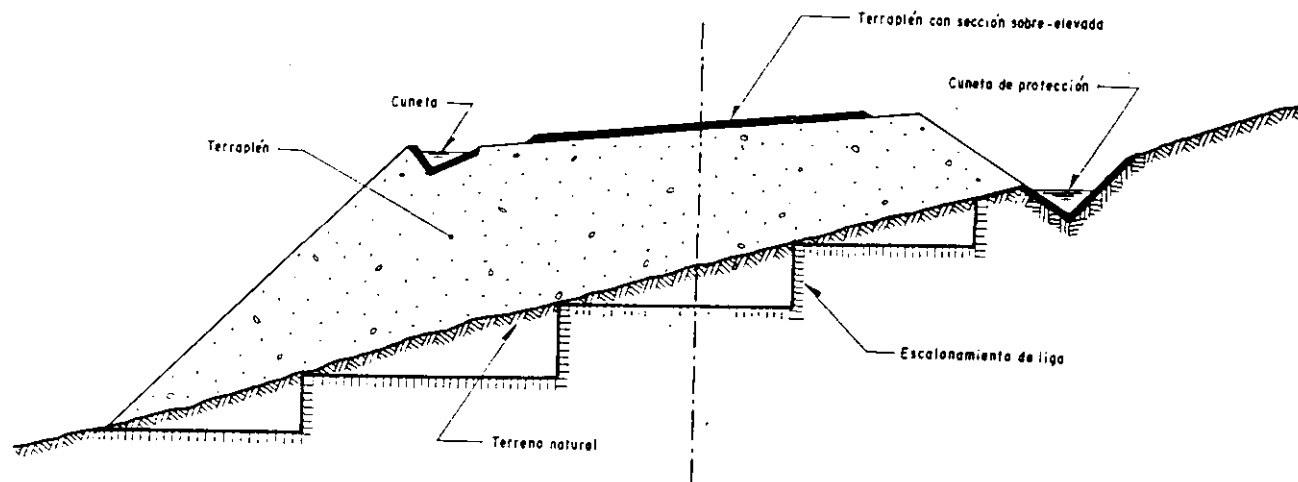


Figura XI-9. Cunetas en secciones en terraplén.

podría evitarse la construcción de lavaderos haciendo continuar esta cuneta, con la pendiente adecuada, hasta verter el agua en el terreno natural; así la cuneta ocuparía diferentes elevaciones respecto a la sección transversal a lo largo del terraplén hasta quedar alojada en su pie. De adoptar este criterio deberán cuidarse todos los aspectos relacionados con la ubicación de la cuneta en el talud, que es una zona de materiales poco compactados, susceptibles al movimiento y muy vulnerables a la acción del agua. También deberá notarse que las cunetas que se alojen sea en la corona del terraplén o en su talud requerirán ser sistemáticamente recubiertas de concreto.

La misma Fig. XI-9 muestra otro tipo de cuneta que a veces se construye en las secciones en terraplén. Se trata de una cuneta de protección en el pie del talud aguas arriba; se pretende evitar la acumulación del agua en esa zona y la posibilidad de que se infiltre bajo el terraplén, lo que, como ya se comentó, da lugar a problemas delicados. Obviamente estas cunetas deberán también recubrirse sistemáticamente con concreto. Constituyen una solución cara, pero que pudiera ser muy conveniente en muchos casos e indispensable en muchos lugares en donde se reconstituyen zonas falladas.

Es importante la relación de niveles entre la lámina de agua en la cuneta y las capas de pavimento. La función drenante de la base hace necesario que la frontera superior de la lámina de agua en la cuneta quede por abajo del lecho inferior de la base; indudablemente también es conveniente que la lámina de

agua de referencia quede inclusive bajo el lecho inferior de la sub-base, para evitar el humedecimiento de ésta, cuando la cuneta no está revestida. La Fig. XI-10.a muestra la disposición ideal respecto a las capas del pavimento en esta situación. Si la cuneta está revestida y debidamente impermeabilizada, por el contrario no será necesario profundizarla tanto, bastando que quede su lámina de agua bajo el nivel de la base, pues ya no existirá el peligro de que el agua colectada invada la sub-base. En la Fig. XI-10.b se muestra esta situación, considerando la cuneta revestida.

Dado que el espesor combinado de la base y la sub-base es fácilmente del orden de 40 cm y frecuentemente es mayor, la disposición de la Fig. XI-10.a puede conducir a una excavación importante para conformar la cuneta, en la que se rebasa en todo el espesor de las capas superiores del pavimento lo que sería indispensable excavar para lograr la capacidad hidráulica necesaria; al considerar que el talud de la cuneta hacia la vía será por lo menos de 3:1, se llega a concluir que una exigencia como la anterior conduce a incrementar el ancho de la corona en las secciones en corte en balcón, en un metro y en las de corte en cajón, en dos metros, lo cual resultará costoso. En el caso de la cuneta revestida (Fig. XI-10.b), la exigencia anterior conduce a incrementos en el ancho de la corona del orden de la mitad de los anteriores, lo que también encarece correspondientemente la construcción. En este último caso aún sería discutible si no convendría colocar la cuneta también

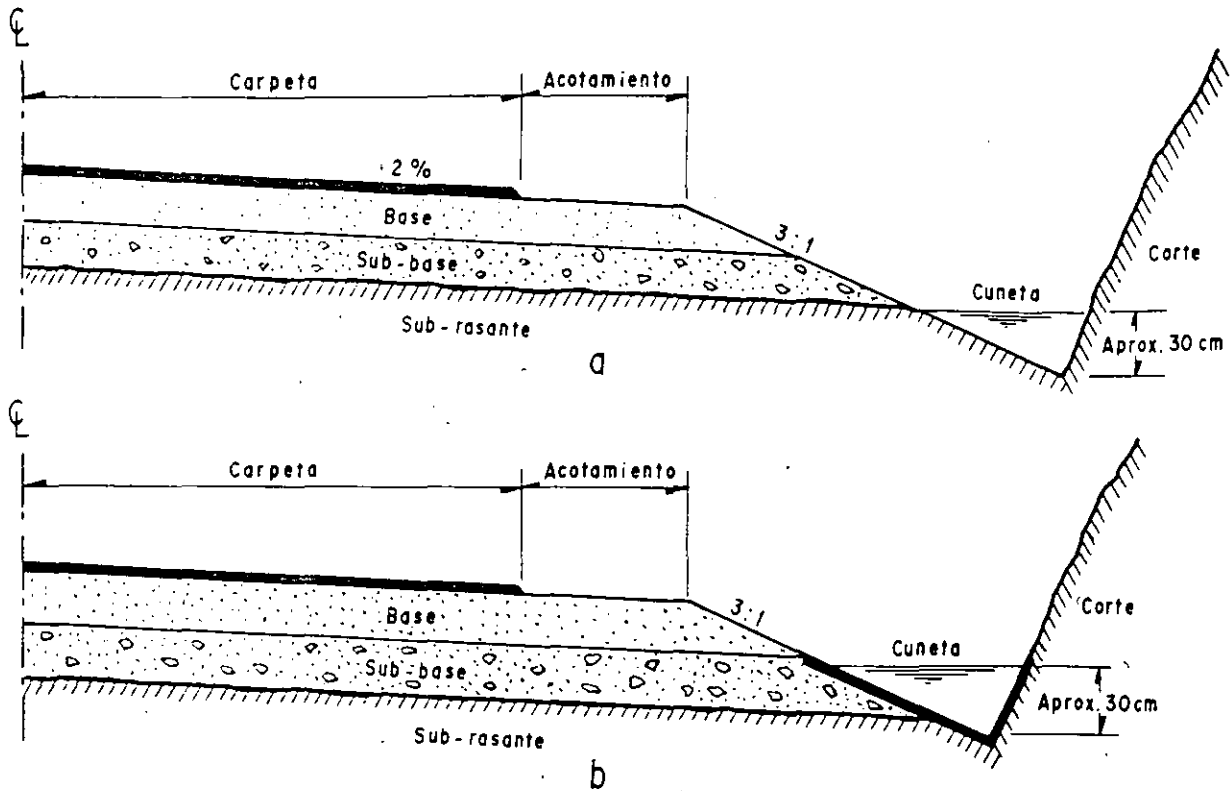


Figura XI-10. Disposición más conveniente de la cuneta, respecto al pavimento. Sección en corte, sin subdrenaje.

por abajo de la sub-base, a fin de fomentar la función drenante de esta capa.

Debido a los costos, es muy frecuente que las exigencias anteriores no se respeten. Algunos ingenieros se ven animados a esta actitud por el hecho de que consideran inconveniente el remate de una base o una sub-base al extremo del acotamiento, con talud 3:1, pero sin ningún confinamiento. Dicha objeción se ve razonable, pero no insuperable; simplemente daría lugar a la situación que, por otro lado, prevalece en todos los terraplenes y balcones. Parece más conveniente circunscribir la decisión al costo. Esto conduce a que en muchos países sea muy común ver a la cuneta, revestida o no, comenzando en el lecho superior de la base, inmediatamente al fin del acotamiento; de esta manera, la base y la sub-base quedan expuestas a la invasión del agua de la cuneta, muy especialmente cuando, como es tan normal, ésta sufra alguna interrupción por pequeños derrumbes u otras causas. Una práctica como la anterior puede producir fallas en pavimentos que de otra manera no fallarían.

Los autores piensan que es difícil tomar en torno a este problema una decisión que desemboque en una regla general; creen que la política debe definirse en cada caso, tomando en cuenta la cantidad de agua que haya de ser eliminada, la duración de estaciones lluviosas en la zona y las calidades de los materiales que constituirán el pavimento como un conjunto, es

decir, considerado desde el terreno de cimentación hasta la carpeta.

Naturalmente que si la sección en corte tiene subdrenaje lateral, el problema anterior no se presenta y todas las capas se continúan hasta el subdrén y desfogan en él. La Fig. VII-17, del Tomo I de esta obra, puede servir de ejemplo de cómo se dispone la cuneta en estos casos, encima del subdrén, junto al acotamiento y sin problemas de drenaje en las capas del pavimento.

Si alguna de las capas de pavimento ha sido proyectada específicamente como capa drenante o como capa rompedora de capilaridad (Capítulo VII del Tomo I), esta condición deberá tomarse en cuenta al reflexionar en torno a los problemas arriba planteados y llegar a la decisión que convenga. En la capa drenante siempre habrá que dejar desfogar y en la rompedora no podrá permitirse que se anegue, so pena de nulificar su función.

En las vías férreas las cunetas se disponen sistemáticamente de manera que su lámina de agua quede bajo el lecho inferior del balasto. Respecto al sub-balasto caben los mismos comentarios que se hicieron para la sub-base de las carreteras, si bien ha de notarse que suele ser práctica común de los constructores de vías férreas comenzar sus cunetas a partir del lecho inferior del sub-balasto respetando siempre su función drenante. Para evitar problemas de filtraciones los túneles de las vías férreas deberán llevar invariablemente cunetas, construidas con el mismo

critorio. Cuando el piso del túnel es roca o está recubierto, es frecuente que la cuneta sea una simple zanja con taludes verticales, construida bajo el balasto; también puede darse al piso del túnel pendiente de ambos lados hacia el centro, colocando ahí un tubo perforado o una simple zanja. Al no existir en las vías férreas la limitación psicológica del conductor del vehículo, que obliga a usar taludes muy tendidos en los lados de las cunetas vecinos a una carretera, los taludes de las cunetas de los ferrocarriles quedan condicionados sólo por consideraciones de capacidad hidráulica; es común verlas con taludes muy excarpados o aún verticales, lo que contribuye a paliar el problema de la profundidad de excavación en las cunetas, sin aumentar el ancho de las secciones en corte.

Especialmente en los llamados países en vías de desarrollo es práctica frecuente construir una carretera en lo que a sus terracerías se refiere, revistiéndola y abriéndola al tránsito, esperando para su pavimentación definitiva que éste se desarrolle convenientemente. Esta práctica conduce a la necesidad de construir cunetas provisionales, inclusive revestidas cuando sea necesario, por ejemplo con suelo-cemento, pues la alternativa de no hacerlas puede causar en muchos casos daños de importancia que transformen la imprescindible conformación de la sección en corte para los trabajos de pavimentación definitiva, en una verdadera reconstrucción sumamente costosa.

Durante la construcción de caminos, aún cuando vayan a pavimentarse de inmediato, es común en ciertos cortes tener que construir también cunetas provisionales para facilitar los trabajos. De hecho esta práctica se ha convertido en rutina para algunas instituciones, lo cual no se ve justificado en principio, pues seguramente no todos los cortes requerirán tales obras provisionales.

Quando un camino originalmente revestido se pavimenta en forma definitiva no es raro que se cometa el error que se representa en la Fig. XI-11.

En ella se acepta, en primer lugar, que se ha construido la cuneta definitiva, supuesta revestida a partir del hombro de la corona, respecto a lo cual caben los comentarios ya hechos, pero el error que ahora se desea resaltar es otro. Suele ser condición que el ancho de la corona del camino revestido (nivel I) y el del pavimento definitivo (nivel II) sea el mismo; también suelen levantarse los niveles necesarios conservando en la cuneta definitiva las mismas dimensiones que se tenían en la cuneta provisional (dimensiones  $m$  y  $d$  en la figura). La combinación de estas condiciones conduce a la aparición del pequeño rellano de ancho  $s$  que se muestra en la propia Fig. XI-11. En algunos casos y cuando la cuneta se reviste con concreto puede verse que el constructor prolonga el revestimiento hasta cubrir todo el espesor  $s$ , pero en muchas ocasiones éste se deja descubierto, siendo origen de problemas de humedecimiento del pavimento, por proporcionar una entrada de agua, además de que la cuneta recubierta resultará inestable y fácil de dañarse. Sin duda resultará mejor práctica evitar el escalón  $s$ , bien sea prolongando la cuneta definitiva en lo necesario o aumentando ligeramente el ancho de la corona en el pavimento definitivo. Si la nueva cuneta no ha de revestirse, la práctica normal será prolongarla lo necesario, sin formar el escalón tantas veces citado, pues el ingeniero constructor no tendrá ya la compulsión del ahorro del concreto en el revestimiento, que es seguramente la causa de la práctica viciosa que se ha señalado.

El cuando revestir las cunetas o cuando poder ahorrarse el trabajo, que suele resultar costoso, es uno de los aspectos más apasionadamente debatidos en la construcción de las obras complementarias de drenaje. No parece posible establecer reglas generales al respecto, dado el número grande de elementos de decisión que han de ponderarse, juicio que, se comprende, no ha de contribuir a evitar discusiones. En términos generales podrá prescindirse del revestimiento cuando no sea de temer ni la erosión del

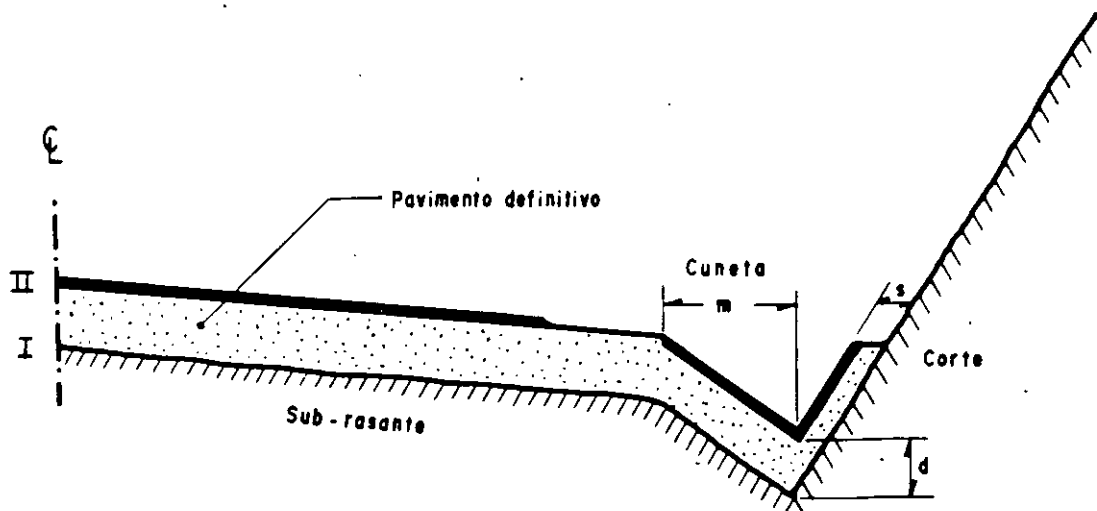


Figura XI-11. Un defecto común al convertir una cuneta provisional en definitiva.

fondo de la cuneta, causada por el agua que circula, ni el humedecimiento de los materiales de las capas superiores del pavimento por el agua que eventualmente llegue a infiltrarse desde la cuneta. La primera condición indica que no deberán revestirse cunetas labradas en roca, suelos en grandes fragmentos o las que quedarán sujetas a un flujo de agua escaso o eventual, sea porque el área tributaria de la cuneta, hidrológicamente hablando, sea pequeña o porque la duración de las tormentas sea muy breve en el lugar y éstas sean esporádicas. La infiltración del agua de las cunetas al pavimento será relativamente inofensiva cuando la cama del corte sea muy permeable y cuando las capas superiores del pavimento, la subrasante y las terracerías lo sean también o cuando una base muy permeable y abierta sea la cama de un corte en roca y exista buena pendiente transversal en el techo inferior de la base y longitudinal en el corte. Tampoco habrá necesidad de revestir las cunetas de cortes con muy fuerte pendiente longitudinal, siempre que su fondo no sea susceptible a la erosión.

Naturalmente que el enlistado anterior de casos no pretende ser exhaustivo, sino simplemente ilustrativo.

Debe observarse que algunos de los requisitos implícitos en las condiciones arriba señaladas son contradictorios: por ejemplo, los materiales muy permeables suelen ser muy erosionables, de manera que la decisión de revestir o no las cunetas debe ser producto de un balance de muchos factores generales y locales, que no siempre actúan en el mismo sentido, por lo que es natural que el punto sea debatible, independientemente de que también sea de los que dan poco margen de error, pues una mala decisión puede acarrear graves consecuencias.

En épocas recientes está tomando cierta fuerza la opinión de suprimir por completo las cunetas en los caminos pavimentados con carpetas asfálticas o con losas de concreto. En estos casos se prolonga la superficie del pavimento en todo el ancho del acotamiento, hasta el pie del corte, en donde es frecuente construir una pequeña guarnición, que no suele ser más que un realce o remate de un par de centímetros, para tener una buena liga con el talud del corte. Para facilitar la eliminación del agua que se concentra en la zona es común incrementar en el acotamiento el bombeo transversal de la sección, que si generalmente es de 1.5 ó 2 %, se hace pasar a 4 % en dicha zona. Esta práctica, combinada con una pendiente longitudinal apropiada, es suficiente, a juicio de sus defensores, para garantizar la eliminación del agua. Desde luego, una práctica constructiva tal tiene probablemente ventajas económicas en la construcción y obviamente las tiene en la conservación, pues a las costosas y engorrosas faenas de limpieza de cunetas opone la limpieza de un acotamiento, que es mucho más sencilla y puede hacerse con motoconformadora.

No parece haber aún suficiente experiencia para recomendar en forma general un criterio como el



Supresión de cunetas colocando una banqueta protegida por vegetación.

anterior, pero no cabe duda de que no carece de cierta lógica y de que se ve muy atractivo en algunos casos particulares, por ejemplo en aquellos caminos que poseyendo cunetas han de ser ampliados en ancho de sección; suprimir tales elementos contribuye al nuevo ancho de una manera muy tentadora. Tampoco parece haber duda de que se ha abusado de la construcción de cunetas, que se ha transformado en algo excesivamente rutinario, al grado que no es raro verlas en cortes en balcón, del lado del corte, en secciones en curva con sobre-elevación hacia el terraplén, en las que seguramente el agua no tiende a almacenarse en el lado en que se ponen. Otro caso en que con frecuencia resulta conveniente eliminar las cunetas es el de cortes en cajón, cuando uno de los lados es de muy pequeña altura y exista definida tendencia a que haya agua en ese lado, por bombeo, por sobre-elevación o por otra causa, de manera que se considere necesario hacer ahí cuneta. Sobre todo si ésta ha de revestirse, puede resultar mucho más económico y conveniente eliminar el lado bajo del corte con la excavación correspondiente. El caso se ilustra en la Fig. XI-12.

Al final de su recorrido las cunetas descargan por lavaderos y bajadas a alcantarillas, cañadas, cauces naturales, etc. Ya se ha mencionado que la liga con



Cunetas revestidas en una formación susceptible de producir pequeños derrumbes que las obstruyan.

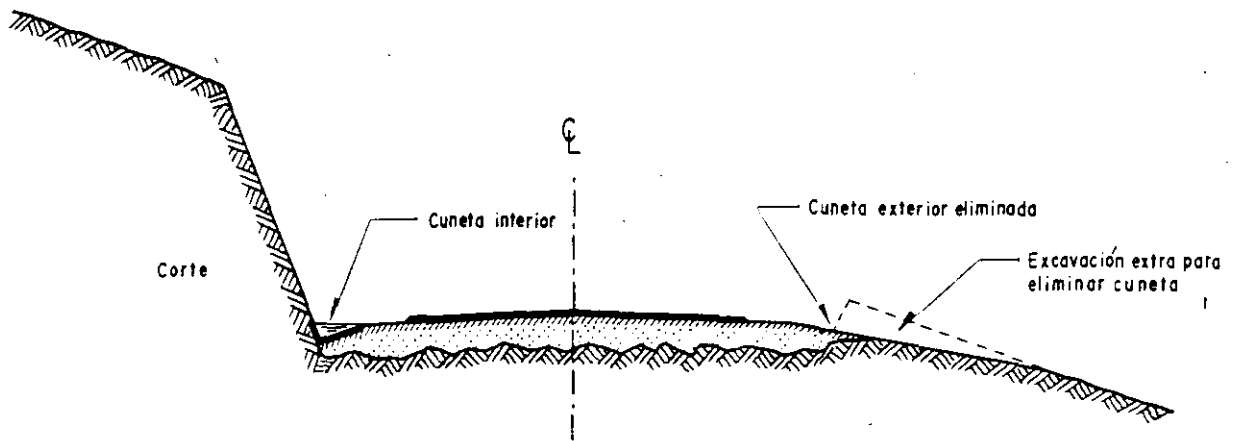


Figura XI-12. Eliminación de cunetas exteriores en cortes en cajón.

estas obras de eliminación es un punto delicado a contemplar siempre con cuidado en cada caso individual.

### XI-11 LAS CONTRACUNETAS

Se denominan contracunetas a los canales, excavados en el terreno natural o formados con pequeños bordos, que se localizan aguas arriba de los taludes de los cortes, cerca de éstos, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión del talud y el congestionamiento de las cunetas y la corona de la vía terrestre por el agua y su material de arrastre. (Fig. XI-13).

La contracuneta se construye a una distancia variable del coronamiento del corte y que depende de la altura de éste; se trata de que entre la contracuneta y el propio corte no quede un área susceptible de generar escurrimientos no controlados de importancia y, a la vez, de no colocarla demasiado cerca del corte, a fin de facilitar su trazo y permitir que se desarrolle sobre terreno que no se vea afectado por pequeños derrumbes que pudieran llegar a presentarse, pequeños abatimientos o trabajos de amacice que eventualmente hayan de hacerse, etc. En cortes de altura normal es frecuente que la contracuneta se encuentre a una distancia del coronamiento del corte comprendida entre la altura del mismo y la mitad de ese valor; en cortes altos, el punto más próximo de la contracuneta puede estar a unos 8 ó 10 m del coronamiento del corte.

El desarrollo de la contracuneta debe ser sensiblemente paralelo al propio corte; de esta manera el canal se va desarrollando con pendiente longitudinal. Si la loma en la que se construyó el corte es muy escarpada, un trazo paralelo podría dar lugar a pendientes excesivas en la contracuneta, por lo que en ese caso su trazo deberá ceñirse más o menos a las curvas del nivel de la superficie de la loma, alejándose los extremos de la contracuneta de la vía terres-

tre; obviamente estos extremos deberán trazarse cortando dichas curvas de nivel, de modo que el canal vaya teniendo una pendiente apropiada.

La contracuneta debe conducir el agua captada a cañadas o cauces naturales en que existan obras que crucen la vía terrestre y es normal que para evitar excesivo desarrollo del canal los extremos lleguen a tener pendientes muy considerables, funcionando como auténticos lavaderos.

La sección del canal está, naturalmente, definida por su capacidad hidráulica, a su vez, relacionada con la frecuencia e intensidad de la precipitación pluvial en la zona, el monto del área drenada y las características de dicha área en cuanto a escurrimiento del agua superficial. Las Refs. 3 y 6 proporcionan criterios para efectuar el diseño hidráulico, estimando primeramente el gasto esperado y relacionando este dato después con la pendiente, a fin de llegar a una sección hidráulica; suele ser posible realizar este análisis con varias alternativas de trazo, para poder comparar los costos a que se llega estudiando algunas posibilidades de desarrollo y la necesidad de excavación, relacionada ésta con la magnitud de la sección requerida para el canal. A despecho de lo anterior y a causa de la falta de información, que produce grandes incertidumbres en los análisis hidráulicos e hidrológicos, las contracunetas suelen dimensionarse por proyecto tipo, formando un canal de sección trapecial con 60 u 80 cm de plantilla y taludes conformados de acuerdo con la naturaleza del terreno; la profundidad de este canal también está normalmente comprendida entre 40 y 60 cm. En contracunetas no revestidas el talud aguas arriba debe ser más tendido para evitar erosión, pero esta distinción se hace menos necesaria si se usan revestimientos. Cuando se construyen excavando un canal, las contracunetas se excavan a mano o con equipo ligero (zanjadoras, tractores livianos, conformadoras, etc.); el material producto de la excavación debe de colocarse aguas abajo de ella (por lo menos a 1 m) o, lo que generalmente mejor, debe retirarse.

En algunas ocasiones se han construido las con-

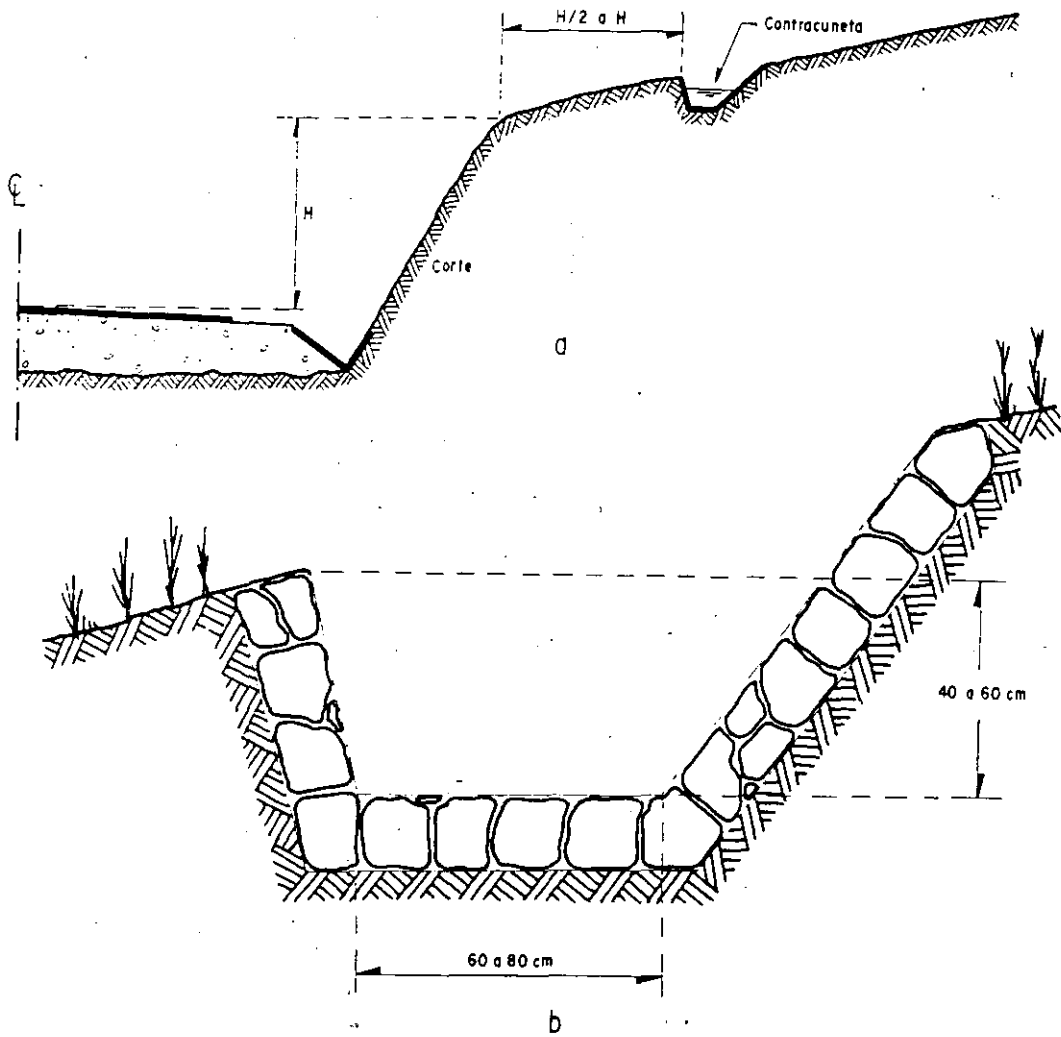


Figura XI-13. Contracuneta.

tracunetas formando un pequeño bordo, con material seleccionado de algún préstamo o con material producto de una excavación hecha en el mismo lugar, en cuyo caso ésta deberá efectuarse aguas arriba del bordo que se forme. Dicho bordo deberá situarse sobre

un pequeño despalme y estar formado por materiales apropiados y debidamente compactados.

Es norma relativamente común formar las contracunetas directamente en el terreno natural, sin revestirlas; sobre esta norma se harán comentarios en párrafos subsiguientes. Cuando las contracunetas



Una contracuneta bien impermeabilizada y complementada adecuadamente por escalonamiento en el corte.



Una gran contracuneta no revestida.



Fallas en corte propiciadas por contracunetas no revestidas.

se revisten, suelen usarse los mismos materiales que se mencionaron para el caso de las cunetas. En este caso las operaciones necesarias para el revestimiento se complican por la necesidad de llevar los materiales a los lugares elevados en que han de emplearse. Todos los criterios que suelen manejarse para definir si una contracuneta debe o no ser revestida son análogos también a los que se mencionaron para el caso de las cunetas, como también lo son todas las consideraciones en que tales criterios se fundamentan, tales como, por ejemplo, la información contenida en la tabla XI-2. Las contracunetas presentan el caso especial de sus tramos extremos, de muy fuerte pendiente, en los que el uso de revestimiento suele ser mucho más frecuente e indiscutido.

Precisamente el aspecto del revestimiento de las contracunetas es el que da lugar a prácticas tan inconvenientes, que llega a ser razonable muchas veces el preguntarse si estas obras complementarias deben emplearse en absoluto. Por razones de costo, los ingenieros de vías terrestres tienden, como es natural, a no revertirlas casi nunca o nunca y en tal caso se llega a producir en la corona del corte una sección en la que se desarrolla una zanja permeable. Si el suelo del corte es arcilla relativamente permeable o suelo constituido por mezclas susceptibles a los cambios de humedad, esta zanja permite entrar agua al cuerpo del corte, con las consecuencias ya discutidas otras veces; por esta razón no es raro ver que en carreteras o vías férreas en que se han usado contracunetas no revestidas, el trazo de éstas es precisamente el inicio de la superficie de falla en la corona del corte, superficie que probablemente no se hubiera formado de no existir la obra complementaria de drenaje.

Es prácticamente seguro que puede afirmarse que en todos los casos en que la contracuneta pueda ser útil o necesaria, o se pone revestida o será preferible no ponerla, pues los riesgos que implica colocarla en una mala condición (la eventual falla total del corte) superan con mucho a sus posibles beneficios (proteger la superficie del talud de erosiones y a las cune-

tas o a la propia corona de invasión de aguas no controladas). Una mala contracuneta conduce muy probablemente a un gran derrumbe; el no ponerla donde era necesaria, produce un tramo de mal comportamiento, susceptible de ser fácilmente detectable y corregido por varios métodos, incluyendo la construcción de una buena contracuneta.

Las reflexiones anteriores incluyen condicionantes en cuanto a la necesidad de construir contracunetas y es que, en efecto pocas veces una obra complementaria se prodiga arbitrariamente en tantos casos en que es inútil o muy poco útil y ello a pesar de su alto costo.

El criterio para definir la necesidad de contracunetas ha de basarse en consideraciones topográficas y de la naturaleza de los materiales que formen los cortes, los terraplenes vecinos y el terreno natural en la zona en estudio. La topografía define en mucho los escurrimientos que sea dable esperar sobre el talud; por ejemplo, en lomas muy pendientes hacia las cañadas que las limiten lateralmente, será de esperar que la gran mayoría de su escurrimiento superficial reconozca tales pendientes, ocurriendo por consecuencia paralelamente a la vía terrestre y no hacia ésta; allí no se precisarán contracunetas, muy especialmente si el terreno está vegetado o es superficialmente poco permeable, como suele suceder. En otras ocasiones, la topografía hace que la cuenca de captación sobre la corona del corte sea realmente muy pequeña. Naturalmente, la pendiente de la cuenca también ha de considerarse.

La naturaleza de los materiales por proteger es determinante. Muchas veces es posible ver contracunetas construidas en zonas de suelos muy resistentes a la erosión o muy bien protegidos; los autores han visto contracunetas trabajosamente labradas sobre cortes en roca sana que no tenían problemas especiales de escurrimiento.

En resumen, será preciso pensar en la conveniencia de construir contracunetas, en primer lugar, en aquellos cortes no protegidos por una topografía apropiada, vale decir en los hechos en laderas y lomas con pendiente sostenida hacia la vía terrestre en extensiones grandes, que ofrezcan áreas de captación de lluvia de consideración y, en segundo, en los formados por materiales erosionables y capaces de proporcionar corrientes importantes de gasto sólido, tales como suelos limosos, limo-arenosos, arcillosos, de depósitos de talud, formados por mezclas de suelos gruesos y material de empaque variado, pero más fino. Sin embargo, es fácil ver que en todos estos casos la contracuneta ha de ser revestida, so pena de caer en riesgos mayores que los que se desea evitar con ella. A veces, en consideración a los escurrimientos superficiales que de otro modo llegarían inevitablemente a las cunetas puede ser conveniente la construcción de contracunetas en cortes en roca. En tales casos muy bien puede suceder que la necesidad de revestimiento sea tan perentoria como en los casos de

suelos que más lo requieran. Ello ocurre, por ejemplo, en masas rocosas junteadas, con las juntas rellenas de materiales susceptibles al agua, sobre todo si los bloques de roca tienen cierta predisposición a caerse sobre la vía terrestre; otro tanto sucede en rocas estratificadas, con echado desfavorable hacia la vía.

En algunos países, México entre ellos, es práctica que tiene algunos defensores el construir en caminos modestos, en los que el bajo costo es una condición básica, un canal a modo de contracuneta, con desarrollo paralelo al propio camino, en todas aquellas zonas en que el terreno natural tiene, en extensiones importantes, pendiente sostenida hacia la vía; sobre todo, esto se hace en laderas naturales en plano inclinado, en que no existen prácticamente cauces naturales en que el agua se concentre y en donde puedan construirse alcantarillas. A veces, estas contracunetas se colocan en terrenos de pendiente tan ligera, que pueden merecer el calificativo de planos y, en tal caso, se adosan al camino, casi a modo de cunetas al pie del terraplén (de muy escasa altura, obviamente), en el lado aguas arriba, aunque no sea raro verlas hechas en ambos lados. Por razones de costo, estas zanjas naturalmente no se revisten.

La práctica anterior merece discusión y, desde luego, parece que puede asentarse desde un principio que no puede ser tan rutinaria como pretenden sus defensores más extremos.

En primer lugar ha de considerarse la sección hidráulica de la zanja que se coloque. Si ésta es pequeña, como es usual (como una contracuneta normal) cabe preguntarse qué escurrimientos será capaz de detener y realizar los cálculos necesarios antes de aceptarla, pues muchas veces se encontrarán escurrimientos tales que si se dejaran llegar al camino, con sus cunetas y su corona por lo menos revestida, tampoco serían causa de mayores problemas y en otras se verá que la capacidad de la zanja no basta sino para detener una mínima parte del escurrimiento por venir, pasando de todas maneras la mayoría del agua al camino, con lo que la propia zanja sería irrelevante. A cambio se tiene en la proximidad de la carretera una vía de entrada al agua que humedecerá los cortes y los pavimentos produciendo muchos trastornos y ello aún teniendo en cuenta que en los caminos modestos de que se habla, los cortes serán, en general, de poca altura, con lo que muchos de los problemas de estabilidad causados por el humedecimiento se atenúan grandemente. Parece mejor práctica en aquellos lugares en que se vea que por el plano inclinado de la ladera viene un gasto importante, susceptible de causar perjuicios, substituir la contracuneta no revestida por un verdadero canal interceptor, que responda en su sección a un cálculo hidráulico apropiado y, que se desarrolle a suficiente distancia del camino como para que el no revestirlo carezca de importancia; estos canales pueden combinarse con bordos de encauzamiento, con la ventaja

de que ambas estructuras pueden ser hechas a mano, a bajo costo.

En lo que se refiere a las cunetas de protección hechas al pie de taludes bajos, en terrenos casi planos cabe comentar que no puede verse claramente el objeto de colocarlas en ambos lados del camino: la lógica ordena preocuparse únicamente de interceptar las aguas ladera arriba, en el sentido de las pendientes crecientes. Además, esa cuneta o zanja no revestida, al pie del talud bajo, será seguramente causa de inestabilidad de las terracerías y el modesto pavimento, causando una mala condición general en el tramo. Parece aquí también mejor práctica pensar en canales interceptores suficientemente alejados o en bordos que encaucen el agua a cauces naturales más o menos alejados. Huelga decir que son válidos los comentarios hechos en párrafos anteriores sobre el cálculo de la capacidad hidráulica de todas estas estructuras. El agua que aparezca de un modo u otro aguas abajo del camino en estos casos ha de ser objeto de atención para encauzarla y no para interceptarla, a fin de que no cause trastornos en caseríos o terrenos de labor que pudieran existir.

La conservación de las contracunetas merece consideración especial, pues es siempre difícil por lo inaccesibles que suelen quedar, una vez que el camino está en operación. Esto hace que se inspeccionen pocas veces, por lo que sus defectos se enmascaran, de modo que no es raro verlas con deterioros muy graves, que pueden ser fuente de serios problemas ulteriores; los autores han visto contracunetas no revestidas que, a partir de las dimensiones iniciales usuales, se habían convertido por erosión en tajos de 3 ó 4 m de profundidad, a partir de los cuales el agua tenía la posibilidad de infiltrarse a la masa del corte con las peores consecuencias; en otras ocasiones, esa labor erosiva hace que desaparezcan pendientes originalmente apropiadas, creándose zonas de agua estancada, que también propician infiltraciones de consideración. Aún en las contracunetas revestidas, la falta sistemática de conservación conduce a infiltraciones a través de agrietamientos que inevitablemente van apareciendo en los revestimientos, sobre todo de suelo-cemento y suelo-asfalto, pero aún también en los de mampostería y concreto.

La conservación de las contracunetas ha de hacerse casi siempre a mano, pues resulta engorroso movilizar el equipo hasta ellas; ésta es, a veces, otra razón para que tal conservación se descuide. En resumen, la experiencia de los autores es que las labores de conservación de las contracunetas se descuidan tanto y con tan malas consecuencias, que los ingenieros proyectistas han de tomar seriamente en cuenta esta circunstancia antes de proponerlas y, sobre todo, antes de recetarlas rutinariamente; si la conservación no está realmente garantizada, probablemente valdrá más no utilizarlas, sobre todo si no se han de revestir.

Finalmente, ha de insistirse una vez más en que muy frecuentemente las contracunetas tienen pendien-





Canal interceptor. En el centro el camino, arriba el canal.

tes tan fuertes que su revestimiento se hace indispensable; esto es desde luego, válido para los lavaderos que suele haber en sus extremos.

## XI-12 LOS CANALES INTERCEPTORES

Se mencionan aquí los canales que se construyen con fines de encauzamiento de las aguas superficiales que escurrirían hacia la corona de una vía terrestre, causando en ella erosiones o depósitos inconvenientes. Su construcción es frecuente, sobre todo en los casos ya mencionados en los incisos anteriores (escurrimientos por laderas naturales con pendientes hacia la vía) o en conexión con la de alcantarillas, sea para llevar a su entrada las aguas que han de cruzarlas o para controlar la descarga de las que ya lo hayan hecho. En el primer caso, un canal interceptor funciona en forma análoga a la de una contracuneta y le son aplicables muchos de los comentarios previamente hechos en torno a estas obras; sin embargo, la costumbre reserva la expresión canales interceptores para los que se construyen a distancias relativamente grandes de la vía terrestre y no están específicamente ligados a un corte en particular, sino que defienden un tramo más o menos largo de la vía, independientemente de cual sea la naturaleza de su sección.

Los canales interceptores se construyen por excavación manual o con equipo, generalmente ligero, del tipo de máquinas zanjadoras, conformadoras o tractores más o menos livianos. El material producto de la excavación deberá colocarse siempre aguas abajo del canal. Los taludes de éste dependerán del material en que se efectúa la excavación y de sus propias dimensiones; taludes de 1:1 o 1 ½:1 son frecuentes. Las dimensiones del canal deberán seleccionarse como conclusión de un estudio hidráulico, que podrá llegar a ser de importancia en los casos en que los gastos que hayan de manejarse sean considerables. Las Refs. 3 y 6 proporcionan criterios para realizar tales estudios, que se consideran, por lo demás, fuera de los objetivos de esta obra.

La lejanía a que suelen colocarse los canales in-

terceptores respecto a la vía terrestre hace que muchas veces pueda pensarse en construirlos sin revestimiento y ello sin mayor riesgo. Naturalmente, la anterior no es una regla fija y en cada caso deberá ponderarse con cuidado el riesgo de permitir las infiltraciones que inevitablemente ocurrirán a través de la plantilla no revestida, optando por la protección en todos los casos necesarios. Lo que trata de decirse es que, con mayor frecuencia que en las contracunetas, podrán encontrarse casos en relación al uso de canales interceptores en que el no utilizar revestimientos, no produzca malas consecuencias de importancia.

Cuando los canales se revisten, se utiliza generalmente la mampostería y, en los casos más importantes, el concreto. Conviene que la superficie del revestimiento quede lo más lisa posible, para propiciar el escurrimiento, aumentando la eficiencia de la obra.

Los canales que se construyen como complemento de alcantarillas tienen sobre todo motivación ligada al funcionamiento hidráulico de tales obras, por lo que escapan a la atención de este libro. Es frecuente que entre ellos se presenten más casos en los que el revestimiento sea recomendable o aún imprescindible.

## XI-13 CONSIDERACIONES GEOTECNICAS EN TORNO AL DISEÑO DE ALCANTARILLAS

En todos los lugares en que el agua de escurrimiento superficial se concentre en un cauce natural, de funcionamiento estacional o permanente, será preciso en general disponer una estructura que permita el cruce de las aguas bajo la vía terrestre; estas estructuras son los puentes y las alcantarillas, cuya distinción es, como se dijo, arbitraria. También se señaló como en México se consideran alcantarillas las obras cuyos claros sean menores de 6 m. Las alcantarillas, según su importancia hidráulica pueden resolverse con uno o varios tubos de concreto, con estructuras de bóveda de mampostería sobre muros de mampostería o de concreto o con losas de concreto sobre estribos de mampostería o más comúnmente, también de concreto. Todas las anteriores constituyen el grupo de las llamadas obras rígidas, por ser muy pequeñas las deformaciones que pueden sufrir bajo el peso de terraplén sobre y a los lados de ellas. Además existen las alcantarillas flexibles, generalmente metálicas de lámina corrugada, que se usan mucho en secciones tubulares, pero que cada día se prodigan más en otras secciones, como la ovoidal y la elíptica, apropiadas para el manejo de gastos mayores que los que desalojan los tubos o aún para formar túneles cortos y pasos a desnivel; en estas obras de lámina metálica, las deformaciones bajo las presiones de tierra son importantes y ello impone diferencias geotécnicas notables, como más adelante se detallará.

Cuando lo exige el gasto que ha de desalojarse o en algunos casos que impone la topografía del lugar, todas estas obras pueden repetirse adosadas una a otra, dando lugar a alcantarillas múltiples. En suelos muy blandos suele recurrirse a la construcción de cajones de concreto.

El problema básico de las alcantarillas es el hidráulico, cuyo análisis queda fuera de las intenciones de este libro, pero que es detalladamente tratado en la Ref. 3, por citar un solo ejemplo de los muchos existentes. Aquí, será preciso únicamente hacer alguna referencia a los problemas geotécnicos ligados al funcionamiento de las alcantarillas, alguno de los cuales no carece de interés.

Una alcantarilla generalmente reduce en algo el área del cauce natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de la velocidad dentro y

a la salida de la obra. La profundidad del embalse y el aumento de la velocidad dependen del diseño hidráulico y son, por cierto, factores muy importantes para condicionar el mismo. Si el embalse es alto y duradero puede llegar a causar problemas en los terraplenes por erosión interna y tubificación; si rebasa la altura del terraplén producirá seguramente su falla catastrófica, pues naturalmente la obra de tierra nunca estará proyectada para tal condición, ya que siempre será más económico construir la alcantarilla necesaria. En general, la alcantarilla se diseñará para que su boca no quede sumergida en ningún caso por lo que los problemas anteriores están más bien ligados a falta de conservación y, concretamente, a obturaciones en el área hidráulica de la alcantarilla por sedimentos, arrastre de sólidos, ramajes, etc. Sin duda es este uno de los aspectos que hacen

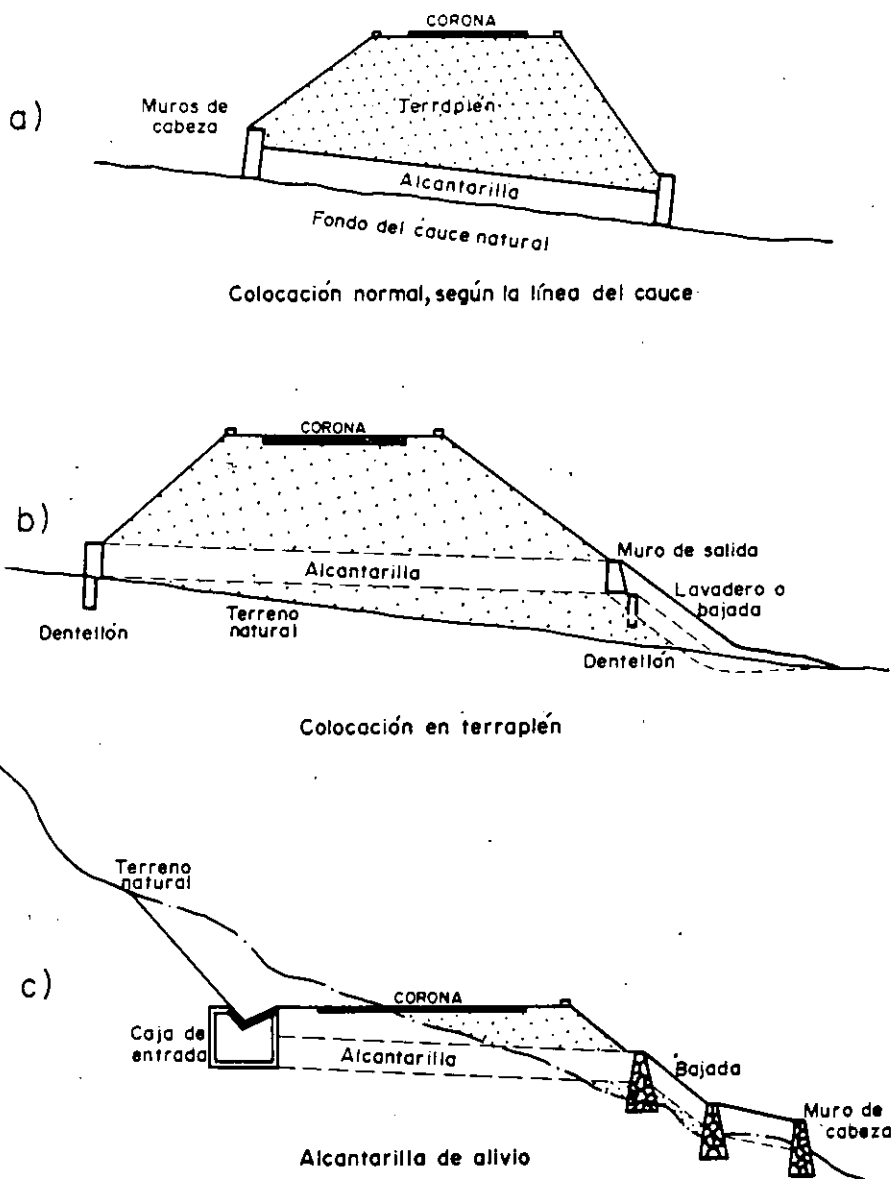


Figura XI-14. Diversos perfiles de alcantarillas.



a partir de pendientes del orden del 15 %. Esta colocación de la obra puede resultar conveniente, pero también es común verla realizada con defectos serios que pueden comprometer tanto la eficiencia hidráulica de la alcantarilla como la seguridad del terraplén: es esencial que la entrada de la alcantarilla se encuentre a nivel del cauce natural, en el pie del terraplén de manera que toda el agua pueda circular a su través, sin cambios bruscos de dirección o de pendiente; muchas veces esto exige la colocación de muros encauzadores o alguna pequeña rectificación en el cauce. Si la entrada de la alcantarilla queda sobre el pie del terraplén y sobre el nivel del cauce, se habrá creado una zona de depósito e infiltración. La salida del agua debe hacerse también al cauce natural aguas abajo; para no prolongar excesivamente la alcantarilla, es común conducirla desde la salida de la obra hasta el cauce por algún canal, bajada o cualquier elemento de encauzamiento que cubra el mismo fin, controlando las erosiones remontrantes. La Fig. XI-15 muestra una localización adecuada y una inadecuada, pero frecuente, de estas obras.

Otro aspecto importante de la localización de las alcantarillas es su desarrollo en planta. La tendencia natural y conveniente será alinear la obra con el cauce, de manera que la corriente de agua no altere su curso, evitándose así erosiones y remansos. Si el cauce natural está demasiado esviado respecto a la vía terrestre, la alcantarilla alineada puede resultar demasiado larga, pudiendo convenir entonces obligar a la corriente de agua a cruzar en forma más próxima a la perpendicular; lo anterior implica una serie de cambios de dirección en el agua, que sólo podrán ser aceptables si se logran por medio de canales rectificadores que encaucen las aguas sin provocar turbulencias erosivas. Las recomendaciones geotécnicas para la colocación de alcantarillas podrían resumirse como sigue:

1. Siempre que sea posible las alcantarillas deberán colocarse en el fondo del cauce natural y sin transiciones bruscas en alineamiento vertical u horizontal.

2. Cuando no sigan la línea de fondo del cauce natural, las alcantarillas deberán colocarse en una trinchera en suelo firme.

3. En cualquier localización que no sea el fondo del cauce natural se hará un estudio económico cuidadoso para establecer claramente que el costo de conservación de la localización escogida no hace nulo el ahorro en costo de construcción que con ella se tenga.

4. Cuando las alcantarillas no estén alineadas con el cauce natural, deberá tenerse especial cuidado en que su entrada y su salida resulte apropiada al agua, sin quiebres bruscos o salientes capaces de fomentar turbulencias o erosiones. La eliminación de tales obstáculos casi seguramente será siempre económica.

5. El gradiente hidráulico que exista dentro de

la alcantarilla deberá ser tal que la velocidad del agua en ella sea igual o mayor que la que tenía en el mismo trecho de cauce natural.

6. Deben evitarse en las alcantarillas contracciones en la vena líquida.

Una zona crítica es siempre la frontera entre el material térreo del terraplén y la alcantarilla propiamente dicha, pues en ella se dificulta la compactación del material de abrigo y se favorece la penetración del agua, que puede tubificar al material de terracería o humedecerlo; es frecuente que sobre las alcantarillas, los pavimentos muestren defectos especiales por este motivo, que deberá cuidarse siempre en forma muy especial durante la construcción.

Los problemas de cimentación de las alcantarillas se resuelven en principio con los métodos discutidos para cimentaciones superficiales en el Capítulo VIII de este mismo volumen. Se exceptúa el caso de los tubos, que por comunicar al terreno natural esfuerzos muy bajos quedan fuera de estas consideraciones. El problema radica, como ya se dijo, en la falta de estudios de que suele adolecerse en las alcantarillas, por su gran número y baja inversión individual. Por ello como también se discutió, las recomendaciones de cimentación de las alcantarillas suelen darse con base en observación o en estudios muy someros que han de hacer especialistas entrenados en la aplicación de las normas de la Mecánica de Suelos a estos problemas: los criterios en que tales especialistas han de moverse son los mismos detallados en el Capítulo VIII. Lo anterior, naturalmente, no excluye la necesidad de estudiar acuciosamente todos los casos que se detecten como especiales por alguna razón.

Cuando los terraplenes se colocan sobre terrenos muy blandos y compresibles, sus asentamientos resultan muy perjudiciales para las obras de drenaje que hayan de hacerse bajo ellos: estos asentamientos destruyen las obras rígidas convencionales o las deforman más allá de lo tolerable, cuando son flexibles. El problema de cimentación puede a veces resolverse colocando la obra sobre el material del terraplén, más resistente que el terreno de cimentación en este caso, pero esta solución está circunscrita al hecho de que al elevar la obra no se perjudique su comportamiento hidráulico o no se cree abajo de la plantilla un almacenamiento de agua, a partir del cual ésta pueda infiltrarse en el terraplén; generalmente el método anterior es apropiado en terraplenes sobre terrenos pantanosos e inundados o en lugares en que, por lo blando del terreno natural, parte del terraplén se incrusta en él desde un principio. El cajón de concreto (Ref. 10) es la estructura para alcantarilla grande (considerando los casos en que los tubos ya no resuelven el problema hidráulico) que transmite al terreno los menores niveles de esfuerzo; además este tipo de estructuras es el que soporta mejor los movimientos del terraplén sobre el terreno de cimentación compresible, pues aunque sufran agrietamientos que hayan de ser calafateados, su función no se ve esen-

cialmente comprometida por el asentamiento y, al comunicar al terreno esfuerzos del orden de los que comunica el propio terraplén, se eliminan los problemas por asentamiento diferencial, de otro modo tan graves.

### A. Estructuras flexibles

Las estructuras flexibles son aquellas construidas por tubos o arcos de lámina de acero corrugada, con recubrimiento adicional o sin él colocados en el terreno, bajo el terraplén, en una o más líneas (baterías).

Para fines de proyecto es preciso considerar en estas estructuras la influencia de las cargas muertas y la de las cargas vivas. Las primeras son debidas al peso propio (total o parcial) de la tierra colocada sobre la estructura (colchón); las cargas vivas son debidas al peso del equipo que transita sobre la estructura, antes o después de que ésta haya sido debidamente protegida por su colchón de tierra. Los impactos producidos por las cargas móviles y, en ciertos casos, las vibraciones transmitidas por las mismas se consideran también como cargas vivas. En general, el efecto de la carga viva disminuye al aumentar el espesor del colchón y al aumentar la velocidad del tránsito.

Además de los efectos verticales de las cargas consideradas, existen también presiones laterales y longitudinales a lo largo del eje de la estructura inducidas por las cargas verticales.

En general puede decirse que la pequeña cedencia inherente a una estructura metálica flexible alivia considerablemente los estados de esfuerzos actuantes en la propia estructura en comparación a una idealmente rígida. Ello es debido al fenómeno de arqueo

(Ref. 11), estudiado en el Capítulo 5 del Volumen I y en el Capítulo XIV de este volumen; el efecto ha que la presión vertical de tierra actuante en la bóveda de la alcantarilla sea menor que la que corresponde al espesor de colchón sobre ella; el efecto puede cuantificarse aproximadamente recurriendo a la teoría que se incluye en las referencias arriba mencionadas. Usualmente y desde el punto de vista estructural suele especificarse que la bóveda de una alcantarilla flexible no pueda ceder más de un 5% de la máxima dimensión vertical; este límite cubre ampliamente las deformaciones necesarias para el desarrollo del efecto de arqueo, por lo que puede garantizarse que éste tendrá lugar siempre sobre obras metálicas flexibles del tipo utilizado por la práctica. El efecto de arqueo es más notorio en arenas que en arcillas y se ve influenciado por las vibraciones, que tienden a disminuirlo, sobre todo en el caso de las arenas. Sin embargo, debe recordarse que existe un espesor mínimo de colchón para que se desarrollen efectos de arqueo de importancia práctica; los límites respectivos se discuten también someramente en la Referencia 11.

Si se supone que los efectos de arqueo son inexistentes, los efectos de la combinación de carga muerta y carga viva sobre una alcantarilla son como los que se muestran para dos casos particulares en las Figs. XI-16 y XI-17 en referencia al caso de carreteras y ferrocarriles, respectivamente.

En ambos casos se ha considerado que la carga muerta, debida al colchón de tierra, aumenta linealmente con la profundidad; el efecto de la carga viva (en el caso de las figuras, H-20 para carreteras y Cooper E-72, más 50% de impacto, para ferrocarril) sigue una ley de variación de tipo hiperbólico con la profundidad. La carga total, suma de ambas, se muestra en las dos figuras.

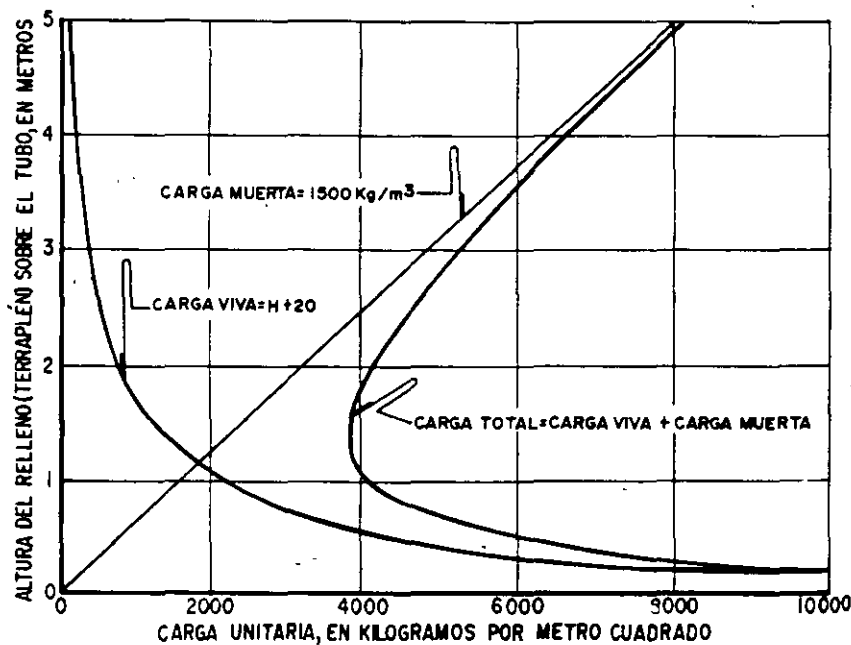


Figura XI-16. Combinación de cargas muerta y viva sobre alcantarillas flexibles en carreteras para las condiciones que se citan.

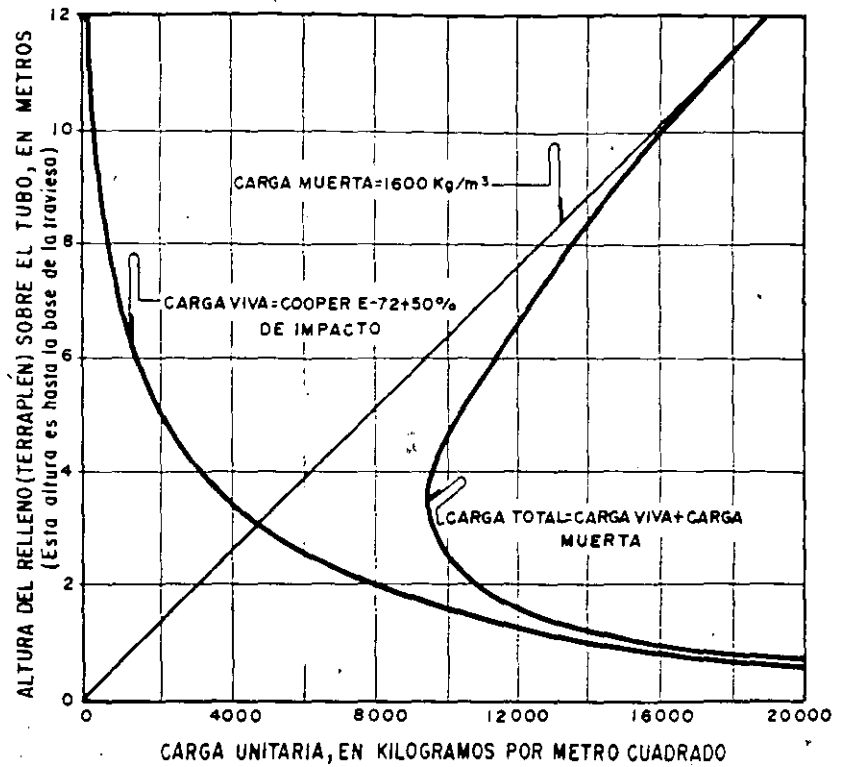


Figura XI-17. Combinación de cargas muerta y viva para alcantarillas flexibles en ferrocarriles, para las condiciones que se citan.

Considerando el efecto de arqueado, las gráficas anteriores dan todavía resultados representativos para colchones de pequeño espesor, en los que el efecto casi no se desarrolla; en espesores mayores, la carga muerta ya no es ahora función lineal de la profundidad, sino que crece hasta un límite, a partir del cual ya se mantiene uniforme. De las gráficas se desprende que en cada caso existe un colchón para el que la combinación de cargas produce un efecto mínimo.

Para resistir correctamente a las cargas, la alcantarilla deberá estar apoyada en un suelo homogéneo en toda su longitud; si el terreno natural no lo es, deberá hacerse una sustitución de los materiales débiles o compresibles por material compactado. Bajo la obra deberá colocarse una plantilla, preferentemente de arena compacta. En terraplenes construidos sobre terrenos compresibles, el efecto diferencial de

mayor asentamiento en el centro respecto a las orillas puede hacer conveniente el dar a la obra una adecuada contraflecha.

La resistencia y el funcionamiento de cualquier tipo de estructura flexible para drenaje depende en gran parte de la calidad y las normas de colocación del material de relleno lateral y de colchón adyacentes a ella (Ref. 12).

Este relleno debe ser en lo posible inerte al agua, es decir, no susceptible a expansiones, agrietamientos, etc., fácilmente compactable y no susceptible tampoco a la tubificación. En el Capítulo III del Volumen I se han dado normas para estimar la susceptibilidad de los suelos a esos fenómenos; dichas normas son aplicables al caso ahora tratado.

Con el objeto de evitar distorsiones de la estructura metálica, el relleno lateral deberá colocarse por capas y alternativamente, de modo que vaya creciendo simultáneamente en los dos lados. El colchón debe comenzar a colocarse en el centro de la bóveda, extendiéndose en sentido transversal simultáneamente hacia los lados, con el mismo fin; es conveniente comenzar el cubrimiento en sentido longitudinal procediendo del centro hacia los dos extremos del tubo. Lo fundamental a cuidar en la colocación del relleno es la correcta compactación de las capas en que se vaya colocando; la despreocupación de este concepto, es, sin duda, fuente de un gran número de fallas en obras flexibles de drenaje. La compactación hace aumentar la estabilidad del suelo y al aumentar su resistencia al esfuerzo cortante, disminuye los empujes de tierras que el relleno ejerce lateralmente contra la estructura; la compactación del colchón hace



Compactación en torno a una alcantarilla flexible.

aumentar grandemente los efectos benéficos del arqueo, reduciendo mucho las cargas verticales en la estructura. Como regla práctica, no debe haber en un contorno a la estructura, con ancho de dos diámetros de la misma, material que no haya sido cuidadosamente compactado; estas operaciones pueden hacerse con equipo manual o de cualquier forma que garantice la buena ejecución del trabajo sin daño para la alcantarilla; en la compactación del colchón especialmente se comete con frecuencia el error de hacer circular sobre la obra equipo pesado de compactación antes de que se haya alcanzado un espesor de cubrimiento protector suficiente; ésta ha sido frecuente causa de fallas.

Si el colchón vertical es reducido, los empujes laterales pudieran predominar y tender a apearlar a la alcantarilla; en este caso conviene recurrir a secciones tipo bóveda, más anchas y menos altas, que aumentan el colchón y contrarrestan en mal efecto anterior.

Es frecuente que las alcantarillas flexibles muestren defectos estructurales (deformaciones, cedencias, etcétera), durante su funcionamiento; estos efectos suelen tener siempre como origen la mala compactación de los rellenos que produce empujes de tierras superiores a los considerados en el proyecto que, lógicamente, toma en cuenta los espesores de colchón y terraplén bien compactados. La solución de estos defectos no puede ser otra que la radical, que consiste en retirar el relleno suelto y en substituirlo por otro bien compactado.

Cuando el terreno que sirve de base a una alcantarilla flexible es compresible y ésta se hunde longitudinalmente, el mayor hundimiento bajo el centro del terraplén respecto al de sus hombros, hace que se abran las juntas entre las placas metálicas ensambladas que constituyen la alcantarilla; para resolver este problema e impedir la filtración de agua por las juntas abiertas puede colocarse por dentro un anillo expansor de acero corrugado, cuyas corrugaciones siendo la diferencia igual al monto de las fuerzas coincidan con las de las placas que forman la alcantarilla; este anillo puede expandirse desde dentro y actúa así como sellador. En algunos casos y siempre que se logre de un modo efectivo que el anillo trabaje solidariamente con la pared de la estructura, podrá considerársele como un refuerzo estructural. En caso en que el anillo anterior actúe como sellador es conveniente colocar entre él y la estructura una capa de asfalto, neopreno u otro material flexible similar.

A menudo se ha observado que la conservación de las alcantarillas, tanto flexibles como rígidas, se descuida lamentablemente, así como la de sus obras auxiliares (muros de cabeza, rompedores de energía del agua, obras de encauzamiento, lavaderos de descarga, etcétera); naturalmente esto se traduce en daños posibles para los terraplenes y en menor vida útil para el camino en general y para las alcantarillas en particular. El azolvamiento es un efecto particularmente

nocivo. Una buena conservación comprende la realización de obras de encauzamiento y de todas las necesarias para corregir, a la luz del funcionamiento, todos los defectos u omisiones de la construcción.

Un terraplén tubificado se reconoce por la presencia de irregularidades, oquedades, afloramientos de agua o manchas de humedad y otros signos de escurrimiento interno, especialmente en el talud de aguas abajo del terraplén. Si el proceso de tubificación ha avanzado poco, nada ofrece mejor garantía que la instalación de un filtro en el talud del terraplén aguas abajo y en torno a la alcantarilla; si el proceso está avanzado, además del filtro será preciso reponer el material tubificado, llegando incluso a construir galerías a través del terraplén para lograr que esa reposición se efectúe en forma completa.

Una fuente común de problemas de tubificación son los agujeros que se dejan sin sellar dentro de la alcantarilla; estos agujeros pueden haber sido necesarios para facilitar las maniobras de transportación e izado de las piezas que la constituyen; son especialmente peligrosos cuando el relleno que rodea la alcantarilla es susceptible a la tubificación (arenas finas y limos no plásticos con  $I_p < 10$ ); en los agujeros se produce succión del material de relleno por la corriente de agua, lo cual inicia un proceso de erosión progresiva que conduce a la falla de la obra por falta de soporte; se han llegado a ver casos en que el agua puede cruzar el terraplén por un verdadero túnel formado en torno a la obra, ignorando a ésta. Los agujeros en cuestión deben ser sellados durante la construcción de la alcantarilla.

En terraplenes muy arcillosos, la sequía prolongada puede producir agrietamientos en torno a la alcantarilla y esas grietas constituyen una entrada natural para las aguas. Cuando éste sea el caso, deberán sellarse todas las grietas en torno a la alcantarilla, tuneleando el material de manera que se siga la grieta y colocando nuevo material debidamente compactado. Una buena protección de los taludes del terraplén con vegetación contribuye mucho a eliminar el problema de las grietas.

De los varios tipos de estructuras para drenaje que actualmente se usan en la tecnología de las vías terrestres, ninguno se debe considerar como la solución óptima de todos los problemas; todos tienen sus ventajas y sus inconvenientes. A continuación se hace un balance de las ventajas y desventajas que más comúnmente se atribuyen a las alcantarillas flexibles de tubo metálico.

Las principales ventajas radican en el hecho de trabajar con un producto fabricado con normas estrictas, lo que prácticamente elimina defectos graves de elaboración; también se tiene alta resistencia en comparación al peso. Las ventajas inherentes a la flexibilidad ya han sido suficientemente mencionadas. Los tubos metálicos funcionan convenientemente en suelos de muy baja capacidad de carga, pues comunican al terreno de cimentación presiones muy

bajas. Son también fáciles de instalar y manejar y están disponibles en gran variedad de secciones, tamaños y calibres de lámina, lo que permite mucha libertad para llegar al diseño óptimo correspondiente a cada caso particular.

La principal desventaja de las alcantarillas metálicas es probablemente su costo alto en relación a obras de mampostería y aún de concreto, que resultan siempre más baratas en lugares en que el terreno de cimentación no plantea problemas especiales de capacidad de carga. También hacen inconvenientes a las estructuras metálicas todas las aguas de naturaleza corrosiva, so pena de usar protecciones sumamente costosas sobre la lámina de acero; el concreto y la mampostería resisten asimismo mucho mejor el efecto erosivo de aguas a alta velocidad.

**B. Alcantarillas rígidas**

El estudio de las alcantarillas construidas con materiales rígidos, tales como el concreto reforzado, debe comenzar con un análisis de cargas a que estará sujeta la estructura, pues éstas juegan un papel especialmente importante en el comportamiento de aquella.

**B-1. Estudio de cargas muertas**

Para fines de proyecto deben considerarse los dos tipos de cargas tradicionales: las muertas y las vivas.

Las cargas muertas son causadas por la tierra que abriga al tubo rígido. A primera vista se diría que dicho efecto es igual al peso propio del material colocado sobre el tubo; de hecho la afirmación anterior se consideró correcta durante muchos años en la práctica ingenieril. Hoy se sabe, sin embargo, que el efecto del suelo suprayacente puede ser mayor o menor que el peso propio, y, en rigor, sólo por una rara casualidad será igual a éste. Lo anterior es debido a que entre un prisma de suelo de ancho igual al diámetro del tubo, situado sobre éste y prolongado hasta la superficie del terreno o terraplén y las masas de suelo a ambos lados de este prisma, se ejercen fuerzas cortantes cuando hay alguna tendencia al movimiento relativo. Si las fuerzas cortantes producidas son hacia arriba, porque el prisma considerado trate de bajar respecto a las masas vecinas, el efecto del prisma sobre el tubo es menor que su propio peso; por el contrario, si, por alguna razón las masas vecinas tratan de bajar respecto al prisma, las fuerzas cortantes de frontera se producen hacia abajo, sumándose al peso propio del prisma, por lo que el efecto de éste sobre el tubo es mayor que su peso propio.

Para el propósito de calcular cargas muertas, las alcantarillas de tubo rígido se clasifican en cuatro clases principales de acuerdo con las condiciones de instalación, que influyen en la magnitud y dirección de las fuerzas cortantes a que arriba se hizo referencia. Estas clases se muestran en la Fig. XI-18.

Los tubos sin terraplén [parte a) de la figura] se instalan en las zanjas estrechas bajo el nivel del terreno natural; sobre ellas se coloca solamente el relleno

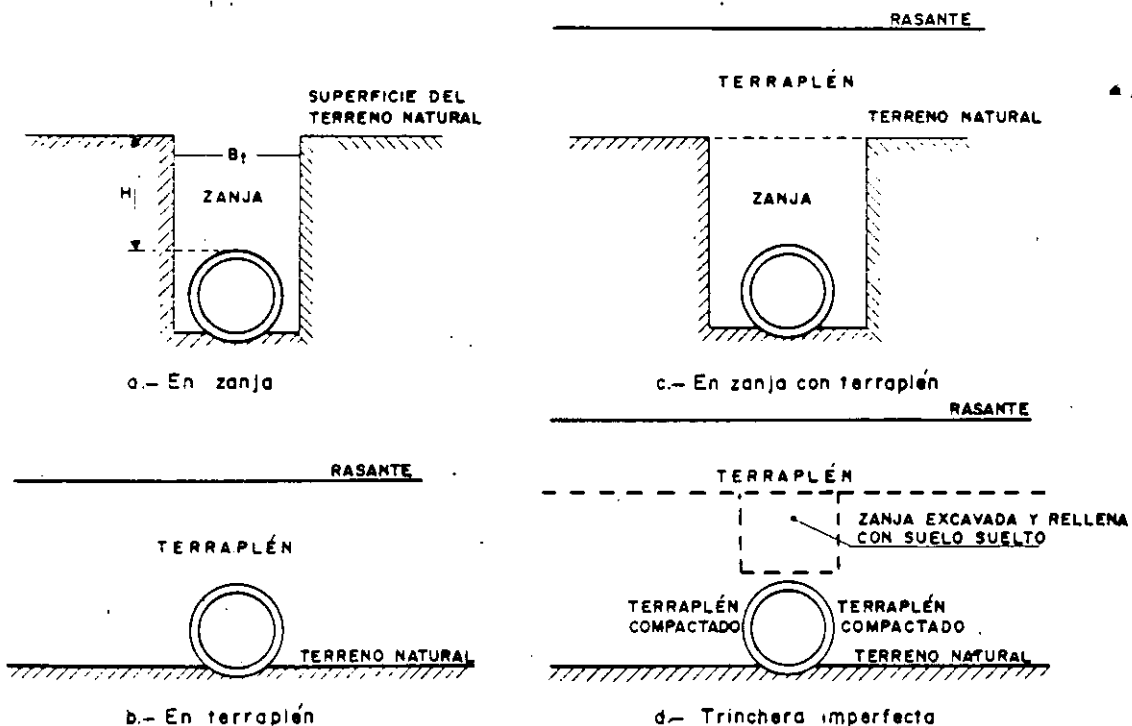


Figura XI-18. Clases de alcantarillado, según su colocación.



de la zanja posterior a la excavación. Los tubos con terraplén [partes b) y c) de la figura] están colocados bajo el mismo y pueden quedar o no en una zanja dentro del terreno natural, siendo favorecidos por ésta, pues al alojarse dentro de ella, la carga vertical se reduce tanto más cuanto más suelto sea el relleno que se coloca sobre el tubo; dicho relleno suelto no necesita ocupar toda la zanja, bastando una faja de 30 ó 40 cm de espesor sobre el tubo para lograr un arqueado beneficioso.

En la parte d) de la figura se muestra un tipo bastante usado de colocación muy favorable para reducir la carga actuante sobre un tubo instalado en el terraplén. En este sistema llamado de trinchera imperfecta, primero se coloca el tubo sobre el terreno natural, sin utilizar ninguna zanja; después se coloca el terraplén perfectamente bien compactado a los lados del tubo, hasta una distancia de dos veces el diámetro del mismo y hasta una altura de unos 40 cm sobre su clave. En seguida se excava una zanja a lo largo del tubo, con ancho igual al diámetro del mismo y hasta una profundidad ligeramente menor que la parte superior del tubo (del orden de 10 cm arriba de la clave); esta zanja se rellena ahora de material suelto y compresible tras lo cual se prosigue la construcción del terraplén, compactándolo convencionalmente. Cuanto más compresible sea el material de relleno colocado cerca de la clave del tubo en el sistema anterior, mayor será la reducción de la carga muerta actuante sobre el tubo; Marston (Refs. 13 y 14) ha sugerido añadir paja u hojarasca seca al relleno de la zanja para aumentar su compresibilidad. El mismo autor arriba mencionado ha desarrollado una teoría que permite valuar la carga muerta que actúa sobre el tubo de concreto en las diferentes condiciones de instalación que se muestran en la Fig. XI-18.

En primer lugar analiza el caso de los tubos en zanja (Fig. XI-18.a). Se aceptará la siguiente nomenclatura, con referencia a la Fig. XI-19. (Ref. 15).

$W_m$  = carga muerta actuante sobre un plano horizontal tangente al tubo rígido en su clave.

$\gamma_m$  = peso específico del suelo en el estado en que se encuentre.

$F$  = carga vertical en el plano horizontal al nivel  $h$ .

$D$  = diámetro exterior del tubo rígido.

$B_t$  = ancho de la trinchera al nivel de la clave del tubo.

$H$  = profundidad de la trinchera hasta el plano horizontal tangente al tubo por su clave.

$h$  = distancia de la superficie del terreno natural a un plano horizontal en el relleno.

$C_d$  = coeficiente de carga.

$\phi$  = ángulo de fricción interna del material de relleno.

$\phi'$  = ángulo de fricción entre el material de relleno y la pared de la zanja ( $\phi' \neq \phi$ ).

$K$  = coeficiente de presión de tierras.

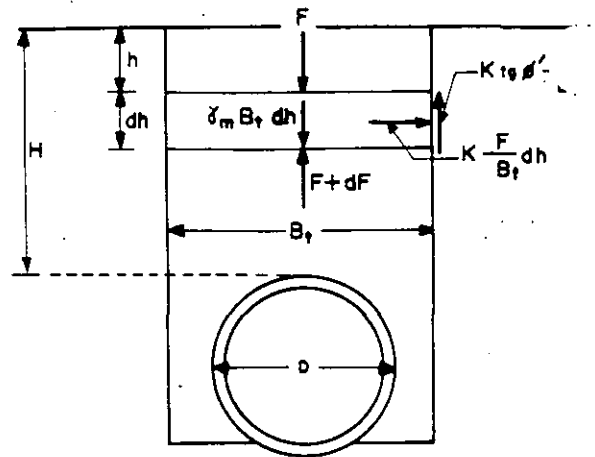


Figura XI-19. Deducción de la fórmula que da la carga muerta sobre tubos en zanja.

Con referencia a la Fig. XI-19 y analizando el equilibrio del elemento de relleno a la profundidad  $h$ , puede escribirse, respecto a un tramo unitario de tubo:

$$F + \gamma_m B_t dh = F + dF = 2K \tan \phi' \frac{F}{B_t} dh \quad (11-2)$$

Nótese que como el relleno siempre se coloca en estado suelto, por lo menos parcialmente, tenderá siempre a bajar, con lo que las fuerzas cortantes de reacción en las paredes de la zanja resultarán siempre hacia arriba, lo que es favorable para la situación del tubo. En la ecuación 11-2 Marston considera que  $K$  es el coeficiente de presión activa de tierras, lo que es discutible, puesto que las paredes de la zanja probablemente no ceden bajo el empuje; desde este punto de vista, tal parece que el coeficiente de presión de tierra en reposo ( $K_0$ ) pudiera ser más razonable. Al valuar las fuerzas cortantes en las paredes de la zanja, considera que se desarrollan al unisono la resistencia al esfuerzo cortante última en todos los puntos de la pared y esto tampoco resulta muy realista. Sin embargo, una consideración tiende a compensarse con la otra y el hecho es que los ingenieros especialistas que suelen aplicar las fórmulas de Marston reportan generalmente buenos resultados, cuando se satisfacen plenamente los requisitos de colocación del tubo.

La ecuación 11-2 conduce a una ecuación diferencial lineal, cuya solución con la condición de frontera  $F = 0$  para  $h = 0$  es:

$$F = \gamma_m B_t^2 \frac{1 - e^{-\frac{2Kh \tan \phi'}{B_t}}}{2K \tan \phi'} \quad (11-3)$$

Lo cual, en la profundidad  $h = H$ , puede escribirse:

$$W_m = C_d \gamma_m B_t^2$$

donde  $C_d$  es un factor de carga adimensional e igual a:

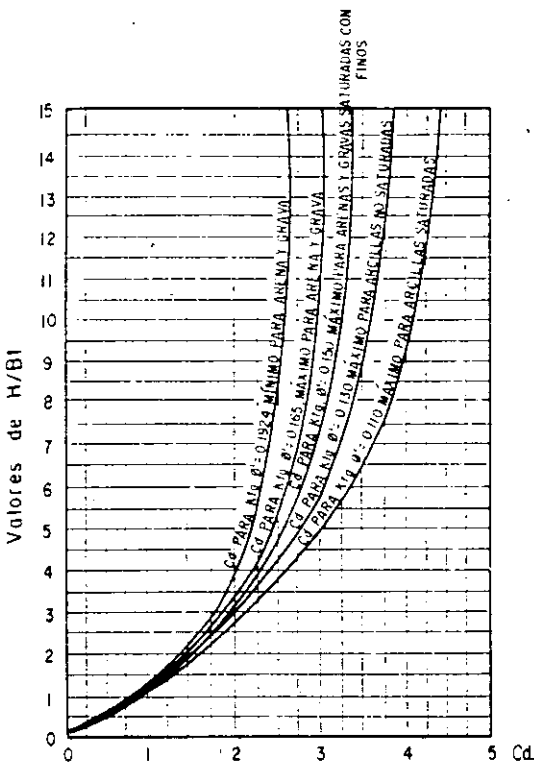


Figura XI-20. Valores del coeficiente de carga  $C_d$ .

$$C_d = \frac{1 - e^{-\frac{2KH \tan \phi'}{B_t}}}{2K \tan \phi'} \quad (11-5)$$

En las fórmulas anteriores  $e$  es la base de los logaritmos neperianos.

La ecuación 11-4 permite calcular la carga muerta sobre una unidad de longitud de tubo y en ella puede utilizarse cualquier sistema homogéneo de unidades.

$C_d$  es función del producto  $K \tan \phi'$  y de la relación  $H/B_t$ . Se encuentra en las gráficas de la Fig. XI-20 para los diferentes tipos de suelos.

Si el tubo es de tipo muy rígido (y éste es el caso general de los de concreto), prácticamente toda la carga dada por la fórmula 11-4 será tomada por él, pues su rigidez será mucho mayor que la del suelo colocado a sus lados como relleno dentro de la zanja; si el tubo, por el contrario, es flexible y el suelo a sus lados está debidamente compactado, las rigideces de ambos pueden ser similares y en tal caso, para considerar la carga que soporta el tubo deberá multiplicarse el valor dado por la ecuación 11-4 por la relación  $D/B_t$ , con los sentidos usuales para esas letras.

Frecuentemente la trinchera en que se aloja el tubo no tiene paredes verticales, sino que éstas poseen un cierto talud, lo que da lugar a una dimensión  $B_t$  variable; cuando éste sea el caso, deberá hacerse intervenir en la ecuación 11-4 el ancho medido sobre el plano horizontal tangente al tubo en su clave.

Naturalmente, este criterio sólo será válido si los taludes de la trinchera no son muy tendidos, pues si lo son, la carga sobre el tubo deberá analizarse con la condición de tubo en terraplén (Fig. XI-18.b).

El caso de tubos en terraplén corresponde al croquis mostrado en la parte b) de la Fig. XI-18, como ya se dijo. Ahora pueden imaginarse dos planos verticales tangentes al tubo y llevados hasta la superficie del terraplén; las fuerzas cortantes que se desarrollen en esos planos como consecuencia del movimiento relativo del prisma interior respecto a las masas de suelo vecinas jugarán un importante papel en la carga que actúe a fin de cuentas sobre el tubo. Si el prisma interior tiende a bajar respecto a las masas vecinas se producirá arqueado favorable y la carga sobre el tubo será menor que el peso del citado prisma interior; por el contrario, si las masas vecinas tienden a bajar con respecto al prisma, la carga sobre el tubo será mayor que la correspondiente al peso de la columna de suelo sobre él. Para cuantificar la carga muerta que haya de obrar en un caso concreto, se considera el plano horizontal tangente al tubo en su clave, al que se llama plano crítico y se analiza el movimiento relativo de puntos de ese plano colocados precisamente en la clave del tubo y a los lados de éste. El asentamiento del plano crítico a los lados del tubo es igual (Fig. XI-21) al desplazamiento que sufre la superficie del terreno natural por el peso del terraplén ( $S_g$ ), sumado al acortamiento que sufra la parte del terraplén localizada entre el terreno natural y el plano crítico ( $S_m$ ). Así, en resumen, el asentamiento del plano crítico a los lados del tubo será  $S_m + S_g$ . Por su parte, el asentamiento que sufre el punto del plano crítico sobre la clave del tubo, está también formado por dos sumandos; el primero expresa lo que baja la base del tubo,  $S_f'$  (generalmente  $S_f' > S_g$ , pues el primero comprende lo que bajó el terreno natural, más la incrustación que el tubo pueda tener dentro de él) y el segundo, la deformación estructural propia del tubo en la dirección vertical por efecto de la carga actuante,  $d_c$ . Así, lo que baja el plano crítico sobre la clave del tubo es  $S_f' + d_c$ . El movimiento relativo en el plano crítico es igual a  $(S_m + S_g) - (S_f' + d_c)$ .

Se define como relación de asentamiento,  $r_a$  a:

$$r_a = \frac{(S_m + S_g) - (S_f' + d_c)}{S_m} \quad (11-6)$$

que expresa la relación entre el movimiento relativo en el plano crítico y el acortamiento del terraplén a los lados del tubo.

Una relación de asentamiento positiva indica que las masas vecinas se mueven más que el prisma interior y que, por tanto, la carga sobre el tubo excede al peso del prisma sobre el tubo; inversamente, la relación de asentamientos negativa es signo de arqueado favorable.

Conviene definir también la relación de proyec-



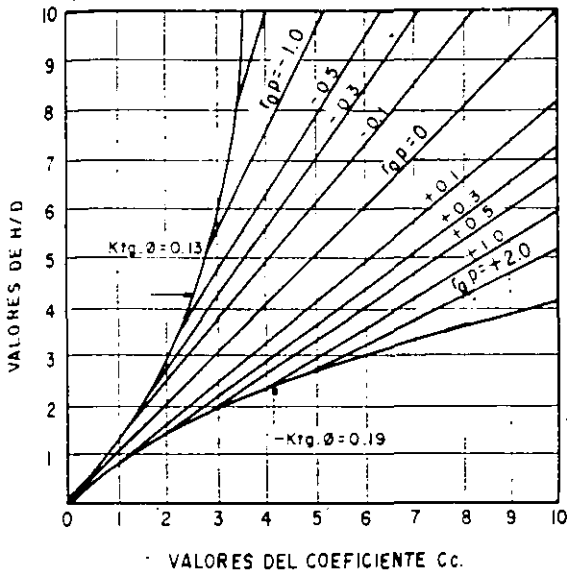


Figura XI-22. Valores de  $C_c$ .

estas curvas parten de otra que representa la ecuación 11-8 para  $r_n$  positiva; nuevamente puede estimarse  $H_e$  a partir de las ordenadas de los puntos de partida.

En la práctica se tiene el inconveniente de que para aplicar las ideas y gráficas anteriores no se puede valorar a priori la relación de asentamiento  $r_n$  con que vaya a trabajar el tubo en proyecto. El inconveniente se supera partiendo de un valor de  $r_n$  supuesto con base en el comportamiento de alcantarillas construidas. La tabla XI-4 da valores recomendados por la experiencia para la relación en estudio (Ref. 15).

TABLA XI-4

Valores de  $r_n$  para proyecto (Ref. 15)

Condiciones prevalecientes	$r_n$
Tubo rígido sobre roca o suelo no cedente	+1.0
Tubo rígido sobre suelo, compresible	0 a +0.5
Tubo rígido sobre suelo común	-0.5 a +0.8

En el caso de alcantarillas en zanja, pero con terraplén suprayacente (Fig. XI-18.c), la carga muerta por metro de tubo puede estimarse con la expresión 11-11 que se muestra a continuación referida a la Fig. XI-23.

$$W_m = C_n \gamma_m B_t^2 \quad (11-11)$$

donde  $B_t$  es el ancho de la zanja y  $C_n$  es un coeficiente de carga que se obtiene de las gráficas de la Fig. XI-24.

En estas gráficas se usan respectivamente valores de la relación de proyección  $p$  (ver Fig. XI-23) de 0.5, 1.0 y 2.0. Para valores intermedios de  $p$  puede hacerse una interpolación lineal de los valores de  $C_n$  obtenidos. El significado de las distintas curvas que se muestran en las gráficas es similar al discutido para alcantarillas bajo terraplén, antes vistas. Se usó para cálculo un valor  $K \tan \phi = 0.13$ , lo que es conservador.

La experiencia proporciona pocos datos para fijar la relación de asentamiento a usar en el proyecto, estimándose que valores comprendidos entre -0.3 y -0.5 son adecuados para el caso.

Para el caso de alcantarillas colocadas en trinchera imperfecta (Fig. XI-18.d), la fórmula a aplicar es esencialmente la 11-11, substituyendo únicamente  $B_t$  por  $D$ , que es el ancho de la trinchera excavada. Así, para este caso la expresión sería:

$$W_m = C_n \gamma_m D^2 \quad (11-12)$$

donde  $C_n$  se obtiene también de las gráficas de la Fig. XI-24, pero usando la relación  $H/D$  en lugar de  $H/B_t$ . El valor de  $p$  es igual a la profundidad de la trinchera excavada, entre  $D$ .

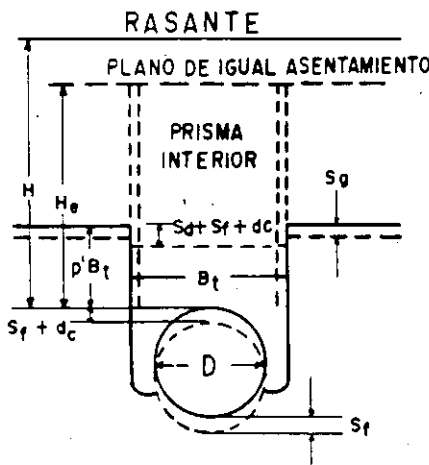


Figura XI-23. Trinchera en zanja bajo un terraplén.

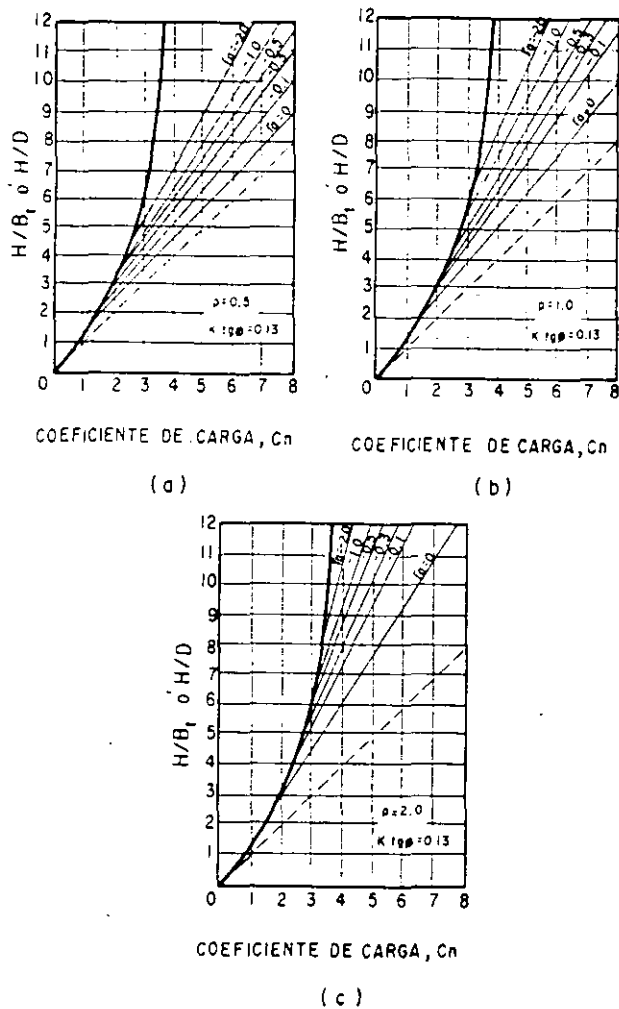


Figura XI-24. Valores del coeficiente de carga  $C_n$ .

**B-2. Estudio de cargas vivas**

Como ya se ha indicado, las alcantarillas soportan también cargas vivas que provienen del tráfico carretero, ferrocarrilero o aéreo que circula sobre ellas, según sea el caso. Los efectos de la carga viva dependen mucho del espesor del colchón de tierra que haya sobre el tubo, siendo naturalmente menores cuanto mayor sea aquél.

Todas las experiencias realizadas al presente, tanto en tubos en zanja como colocados sobre el terreno natural bajo un terraplén, indican que una carga superficial estática tal como la producida por una rueda inmóvil, transmite efectos al interior del terraplén que se pueden valorar con una aproximación aceptable si se utiliza la teoría de Boussinesq, para un medio linealmente elástico, semi-infinito, homogéneo e isotrópico. Las cargas que se aplican a las alcantarillas son, sin embargo, debidas a vehículos en movimiento; este importante hecho se suele tomar en cuenta en las fórmulas que se usan para calcular carga viva, introduciendo en ellas un factor mayor que la unidad denominada factor de impacto, con

el que se trata de representar el efecto del movimiento. Para alcantarillas bajo terraplenes de carreteras, aeropistas, Holl (Ref. 15) propone la siguiente expresión para el cálculo de cargas vivas sobre tubos rígidos.

$$W_v = \frac{1}{L} w_0 F_i P \quad (11-13)$$

donde:

$W_v$  = carga viva promedio actuante sobre el tubo, por unidad de longitud del mismo.

$L$  = longitud de una sección longitudinal del tubo, si este se construye en tramos de un metro o menores. Si el tubo se construye en secciones de longitud mayor o es un tubo continuo deberá tomarse  $L$  precisamente igual a 1 m (longitud efectiva).

$w_0$  = factor de influencia de la carga superficial.

$F_i$  = factor de impacto, usualmente comprendido entre 1.5 y 2.

$P$  = carga de rueda, considerada como una carga concentrada.

El factor de influencia de la carga superficial,  $w_0$ , depende de la longitud efectiva,  $L$ , del diámetro  $D$  (o ancho en el caso de una alcantarilla de losa o de un cajón) de la estructura, de la profundidad a que se encuentre la clave del tubo bajo la superficie del terraplén,  $H$ , y de la posición de la carga de la  $r$  con respecto al área en planta, del tubo proyectada sobre un plano horizontal tangente por la clave. Si se introducen los parámetros:

$$m = \frac{L}{H} \text{ y } n = \frac{D}{H}$$

donde  $m$  y  $n$  son intercambiables, el factor de influencia  $w_0$ , puede calcularse con la gráfica de Fadum correspondiente a carga uniformemente distribuida en un área rectangular (Ref. 16). Aquella gráfica da el factor de influencia para un punto localizado en la vertical trazada por una esquina del área rectangular. Similarmente, para este caso la gráfica se aplica cuando la carga de rueda,  $P$ , se encuentra sobre una esquina del área del tubo en que se quiere calcular la carga por unidad de longitud (esta área es, como se dijo, la proyección del tubo en el plano horizontal tangente a su clave). Es curioso hacer notar que aunque ahora la aplicación de la curva de Fadum se hace aparentemente a un caso muy diferente, los valores de los factores de influencia conservan su validez, según hizo notar Holl (Ref. 15); si la carga de rueda queda sobre el centro del área rectangular (posición en que, por cierto, la influencia de la carga es máxima), el factor  $w_0$  se obtendrá multiplicando por cuatro el valor obtenido considerando una de las tres partes iguales en que puede dividirse el área rectangular, para la cual la carga de rueda quedará ya en esquina.

Para el caso de una alcantarilla rígida colocada bajo un terraplén de una vía férrea, deberá procederse de un modo diferente para calcular la carga viva sobre la estructura. Ahora se supone que la carga de los ejes motrices de la locomotora se reparte uniformemente en un área rectangular de longitud igual a la distancia entre los ejes motrices extremos y de ancho igual al largo de los durmientes de la vía; esta forma de razonar se justifica hasta cierto punto pensando en el efecto repartido de los rieles y de los durmientes. El efecto de la carga así obtenida sobre la alcantarilla puede valuarse aplicando la misma gráfica de Fadum de que se ha hablado (Ref. 16). También en este caso debe multiplicarse la carga de la locomotora por un factor de impacto, generalmente estimado en 1.75, cuando el relleno sobre la alcantarilla es menor de dos metros y que se reduce en 0.10 por cada metro adicional del relleno, con límite en la unidad.

El efecto de las cargas, sean vivas o muertas, sobre las alcantarillas consiste en esfuerzos y en deformaciones sobre la propia estructura, pero estos aspectos no son naturalmente objeto de estudio en este lugar. Una cuestión de considerable repercusión sobre los criterios estructurales y que sí merece citarse es el aumento en longitud y el cambio de forma que padece un tubo cuando se coloca sobre terreno compresible y bajo terraplenes altos que se asientan en él. En esos casos la práctica aconseja tratar de llegar a un tubo con juntas flexibles y quizá provisto de una adecuada contrallega, en lugar de proyectar uno continuamente rígido, en que la deformación del terreno desarrollaría esfuerzos prohibitivos.

### C. Instalación de alcantarillas en el campo

Todas las alcantarillas, rígidas o flexibles, han sido proyectadas para resistir una presión de tierra media correspondiente a una cierta altura de relleno, pero como se vio en los párrafos A y B anteriores, los movimientos relativos o las simples tendencias a ellos, juntamente con el arqueo de los suelos, pueden hacer que esas condiciones medias esperadas varíen mucho, por lo que resulta indispensable que el ingeniero encargado de la instalación de las obras en el campo tenga pleno conocimiento de estos problemas, para ser capaz de interpretar las condiciones específicas que se le presenten, decidir si su obra soportará presiones mayores o menores que las que corresponden a los manuales de diseño o proyectos tipos (que también deberá conocer) y realizar, en su caso, los cambios que pueden ser precisos en la instalación, a fin de asegurar un adecuado comportamiento estructural.

#### C.1. Terrenos de cimentación no cedentes

Se tienen en roca o en suelos duros y firmes.  
Si la alcantarilla se coloca en trinchera se tiene

siempre un alivio respecto a la presión media, correspondiente al prisma suprayacente. En efecto, la altura de material de terraplén sobre la obra será mayor que a los lados y, por lo tanto también será por lo menos algo mayor el asentamiento que ese material sufra con el tiempo. Este efecto será, por supuesto, mucho más marcado en las alcantarillas flexibles, por su propia cedencia.

Si las alcantarillas están en terraplén (Fig. XI-18) el efecto benéfico anterior se invierte. Ahora la altura de material de terraplén a los lados de la obra será siempre algo mayor que sobre ella (por lo menos en la altura de la propia obra) y, por esta razón, serán mayores los asentamientos a los lados que sobre la alcantarilla, lo que se traducirá en un aumento de la presión actuante sobre la media. Claro es que si la alcantarilla es flexible, su propia cedencia contrarrestará y aún invertirá el efecto anterior, aliviando la presión a fin de cuentas, pero si es rígida esto no sucede y, de hecho, la condición que ahora se comenta es la más severa que puede presentarse en una alcantarilla rígida. Huelga decir que en casos como éste convendrá siempre formar una trinchera o dejar sobre la clave de la obra una porción del colchón muy suelto para que, al deformarse, neutralice el incremento de presiones. Cuando la alcantarilla haya de colocarse en terraplén forzosamente cabe aún otra alternativa, quizá la mejor, que es dotarla de un colchón de apoyo bajo su fondo: éste elemento deberá excavar en la roca o en el suelo duro en todo el ancho de la alcantarilla y en una profundidad mínima de 30 cm. Además de proporcionar un apoyo uniforme y exento de irregularidades susceptibles de generar concentraciones indeseables de presión, como lo haría la roca, este colchón puede resolver el problema de las presiones, si se le da un grado de compactación bajo, que le permita ceder algo bajo un terraplén alto; por el contrario, si el terraplén es muy bajo, convendrá que la plantilla se compacte muy bien, pues ahí las presiones no serán problema y podrían serlo las cedencias, al reflejarse en el pavimento.

#### C.2. Terrenos de cimentación cedentes

Se tienen en formaciones de turba, suelos arcillosos o suelos formados por mezclas de arcilla con otros materiales, en los que prevalecen condiciones de humedad relativamente altas.

Ahora cederá en general el terreno bajo la alcantarilla lo mismo que a sus lados y las presiones tenderán a uniformizarse y aliviarse; como siempre, el alivio será más intenso en las alcantarillas flexibles. Para uniformizar el estado de presiones bajo y a los lados de la obra será muy recomendable construir una plantilla de apoyo de material granular, que se extienda por lo menos un diámetro a cada lado y que tenga un espesor mínimo de 20 cm.

Usualmente las alcantarillas se construyen antes de iniciar la construcción de las terracerías, de manera de no alterar, ni tan siquiera temporalmente, el drenaje superficial de la zona. Sin embargo, en el caso de alcantarillas bajo terraplenes en suelos blandos, es conveniente postergar la construcción de las alcantarillas para varios meses después de la construcción de los propios terraplenes, cuando los mayores hundimientos previstos hayan ocurrido.

#### **XI-14 ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA VIAS TERRESTRES (Ref. 17)**

Bajo este nombre específico se comprenden en la metodología mexicana del proyecto y la construcción de las vías terrestres, todo el conjunto de estudios de campo y laboratorio, recorridos e inspecciones, análisis y cálculos que conducen al conjunto de recomendaciones y conclusiones necesarias para establecer las normas geotécnicas a que han de ceñirse los proyectos y los procedimientos de construcción de tales vías terrestres.

El estudio geotécnico deberá poner a disposición del grupo encargado del proyecto, toda la información relevante sobre el terreno de cimentación, tipos de materiales a emplear y el partido conveniente que puede obtenerse de los disponibles, señalando su probable comportamiento futuro y los tratamientos que se requerirán en todos los suelos y rocas por usar, así como los procedimientos de construcción idóneos a utilizar.

Ya se ha insistido en otras partes en el carácter necesariamente simple y estadístico que han de tener las exploraciones, muestreos y pruebas que se hagan para fundamentar un estudio geotécnico. Esta es una condición que impone la vía terrestre (quizá con excepción de la aeropista) como obra civil, que deberá tenerse siempre en mente y que establece el estilo y alcances del estudio.

La información geotécnica deberá presentarse en forma sencilla, clara y sistematizada, traduciendo las características de las formaciones existentes en el campo y todos los datos pertinentes, a valores numéricos y recomendaciones escuetas, que puedan ser tomadas en cuenta por los restantes miembros del grupo de proyecto con seguridad y correcta comprensión, aún no siendo especialistas en las disciplinas geotécnicas.

En la ejecución de un estudio geotécnico pueden distinguirse dos etapas. La primera comprende reconocimientos, exploración, levantamiento de datos y las pruebas de laboratorio. En la segunda etapa se recopila la información disponible, se analiza, se producen recomendaciones detalladas y concretas y se redacta el informe correspondiente.

##### **A. Reconocimientos. Zonificación fisiográfica y litológica**

Para facilitar y ordenar los trabajos de campo con-

viene dividir la zona en que se construirá la futura vía terrestre en zonas de características similares, la cual se hace a base de la fisiografía, tomando en cuenta características morfológicas. Los aspectos litológicos y de suelos permiten después hacer una división en subzonas. Cada una de esas subzonas deberá ser descrita con detalle y, puesto que presentará características más o menos homogéneas, participará de la misma clasificación y recomendaciones.

La descripción de cada subzona deberá hacerse verticalmente, clasificando cada una de las capas o estratos que la compongan, para lo que, por lo general, será necesario efectuar sondeos, tomar muestras, efectuar pruebas manuales en el campo y algunas pruebas de laboratorio, sobre todo en el caso de suelos. En el caso de rocas, será necesario estudiar los alloramientos, establecer su clasificación macroscópica y su estructura.

Para la primera zonificación ha de efectuarse un recorrido por la línea, llenando el cuestionario que figura como Anexo XI-a al final de este capítulo; deberá presentarse un cuestionario para cada una de las zonas delimitadas. En este primer caso, entrarán en juego los conocimientos geológicos del ingeniero que efectúe el estudio, siendo de la máxima utilidad contar con un plano fotogeológico de la región; en la práctica mexicana suele estimarse conveniente contar con el concurso de un ingeniero geólogo en este momento del estudio.

En el Anexo XI-a, el tipo de terreno se clasifica de acuerdo con la magnitud de los movimientos de tierra que será preciso efectuar para alojar a la vía terrestre; es decir, la clasificación se basa en las características topográficas del área.

En general, los cambios en la morfología corresponden a cambios en los materiales constituyentes. Una unidad morfológica podrá estar formada por diferentes materiales o por un mismo tipo con diferentes características estructurales. En el punto II del Anexo XI-a podrá detallarse este aspecto, llegando a establecer una serie de subdivisiones de la zona en estudio, de acuerdo con las características litológicas; dentro de las observaciones se incluirán el grado de fracturamiento, el de alteración y toda la información afin pertinente.

En el punto III del Anexo XI-a interesa establecer en forma especial el origen de los suelos y, si es posible, el tipo de acumulaciones que forman (aluvial, abanico aluvial, terraza fluvial, pantano, marisma, depósito lacustre, depósito de talud, etc.).

Al final del Anexo XI-a aparece una lista indicativa, pero no limitativa, de los principales problemas geotécnicos que es posible encontrar a lo largo de una zona en estudio; la detección de estos problemas es muy importante desde el punto de vista de análisis de alternativas de trazo, que es una etapa que surge siempre en el proyecto de una vía terrestre, además de que, en la etapa de estudios para el proyecto final, cada uno de estos problemas ha de con-



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LAS CARRETERAS**

Del 9 al 11 de Noviembre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**BANCOS DE MATERIALES**

Ing. Agapito Cruz Galindo

Cd. Victoria, Tamps.

1994



## Bancos de Materiales

### XII-1 INTRODUCCION

Uno de los costos más importantes en la construcción y mantenimiento de vías terrestres corresponde a los materiales, roca, grava, arena y otros suelos, por lo que su localización y selección se convierte en uno de los problemas básicos del ingeniero civil, en conexión estrecha con el geólogo. La experiencia diaria enseña que, si se da a estas tareas la debida importancia, podrán localizarse depósitos de materiales apropiados cerca del lugar de su utilización, abatiendo los costos de transportación, que suelen ser de los que más afectan los totales; otras veces se logrará obtener materiales utilizables en zonas que antes dependían de otras más alejadas en este aspecto. Por estas razones, no es de extrañar que la búsqueda científica y la explotación racional de los materiales ocupe más y más la atención de los grupos técnicos interesados.

De esta manera va habiendo en todas las instituciones dedicadas al proyecto y la construcción de vías terrestres en cada país, una información cada día más completa sobre las disponibilidades de materiales en cada zona cruzada por una vía terrestre. Desdichadamente, también es frecuente que esta información se pierda una vez realizada una obra, de manera que los ingenieros que hayan de construir otra vuelvan a enfrentarse al problema original de buscar materiales apropiados donde otros ya los habían encontrado. Parece una labor realmente urgente e importante centralizar de alguna manera toda la información que día a día va surgiendo sobre materiales utilizables, localización, volúmenes aprovechables, utilización, tratamientos, etcétera; una vez bien realizada esta tarea a nivel nacional, todas las instituciones constructoras del país podrán obtener considerables ahorros en la búsqueda de materiales, y, a la vez, disponer para una utilización determinada, de toda la experiencia de quienes antes hayan usado el mismo banco, para los mismos o similares fines. Una tarea como la que se recomienda nunca estará terminada,

pero ya desde niveles muy iniciales de su ejecución podrá rendir provechosos frutos.

Durante muchos años la detección de bancos de materiales dependió de métodos exploratorios comunes, desde la simple observación sobre el terreno, hasta el empleo de pozos a cielo abierto, postcadoras, barrenos y aun máquinas perforadoras. En épocas más recientes, los estudios geofísicos, de gran potencialidad en estas cuestiones, han venido a sumarse a la técnica disponible, ahorrando mucho tiempo y esfuerzo humanos y mucha exploración.

El énfasis de este Capítulo se pondrá especialmente en los bancos de materiales, en la inteligencia de que mucho de lo que de ellos se diga será aplicable a los préstamos laterales y aun a los materiales que se obtengan por compensación longitudinal o transversal. Será necesario establecer ciertas distinciones entre los bancos de roca y los de suelo. La transición entre los dos materiales genéricos es, en este caso, todavía más difícil de establecer con precisión que en otros; la roca puede presentarse con muy diversos grados de alteración o el material que se encuentre puede ser mixto, en el sentido de conte-



Explotación con préstamo lateral. Nótese la exposición de la carretera a la acción del agua y el peligro para el tránsito.

ner tanto formaciones rocosas como auténticos suelos.

Un punto fundamental en la determinación de bancos de materiales es la valuación de las rocas o suelos contenidos, la que suele ser muy difícil de establecer en forma cuantitativa. En lo que se refiere a las rocas, dos puntos principales deben merecer atención (Ref. 1). El primero se refiere a los cambios físicos que la roca puede sufrir por fragmentación durante la extracción, por manejo o durante la colocación; el segundo a la alteración físico-química que pueda tener lugar durante la vida útil de la obra. Estos mismos factores han de ser considerados cuando se trate de suelos, pero revisten mayor importancia

en las rocas, pues los suelos seguramente han sufrido ya sus transformaciones físico-químicas importan durante su proceso anterior de descomposición, que les dio existencia a partir de la roca madre; las rocas, sobre todo las sanas trituradas o rotas, no han estado antes sujetas a procesos intensos de meteorización y éstos pudieran tener consecuencias muy notables.

La tabla XII-1 (Ref. 1) puede servir para proporcionar una valuación preliminar de las diferentes clases de rocas, en cuanto a sus características como materiales de construcción; un buen diagnóstico definitivo, sin embargo, depende de tantos factores específicos que no es posible aspirar a emitirlo en nin-

**TABLA XII-1**  
**Características de algunas rocas como materiales de construcción (Ref. 1)**

<i>Roca</i>	<i>Método de Excavación requerido</i>	<i>Fragmentación</i>	<i>Susceptibilidad a la meteorización</i>
Granito Diorita	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen del uso de los explosivos.	Probablemente resistente.
Basalto	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen de las juntas y grietas.	Probablemente resistente.
Toba	Equipo o explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces con finos en exceso.	Algunas variedades se deterioran rápidamente.
Arenisca	Equipo o explosivos	En lajas, dependiendo de la estratificación.	Según la naturaleza del cementante.
Conglomerado	Equipo o explosivos	Exceso de finos, dependiendo del cementante.	Algunos se alteran para formar arenas limosas
Limonita Lutita	Equipo	Desde pequeños bloques a lajas.	Muchas se desintegran rápidamente para formar arcillas; debe considerárselas sospechosas, a menos que las pruebas indiquen otra cosa.
Caliza Masiva	Explosivos	Fragmentos irregulares; muchas veces, lajas.	Las vetas pizarrosas se deterioran, pero las otras son resistentes.
Coquina Creta	Equipo	Fragmentos porosos, usualmente con exceso de finos.	Algunas formas porosas se alteran por humedecimiento; otras se cementan con procesos alternados de humedecimiento y secado.
Cuarcita	Explosivos	Fragmentos irregulares, muy angulosos.	Probablemente resistente.
Pizarras Esquistos	Explosivos	Fragmentos irregulares o lajeados, según la foliación.	Algunas se deterioran con procesos de humedecimiento y secado.
Gneis	Explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces alargados.	Probablemente resistente.
Desechos industriales y de minas	Equipo	Depende del material, pero en la mayoría de los casos es irregular.	La mayoría de las variedades (excepto las ígneas de mina) bien considerarse deteriorada, en tanto las pruebas no indiquen otra cosa.

gún caso particular sólo con base en la información contenida en la tabla.

Cada caso requiere la realización de pruebas de campo y de laboratorio sobre las rocas que forman el banco en estudio. La mejor prueba de campo es, quizá, la duplicación de un proceso de excavación análogo al que después se usará en forma masiva, para ver, objetivamente qué material se obtiene; ésta será, necesariamente, una prueba a escala suficientemente grande, o no para ser realista.

La posibilidad de deterioro de la roca con el tiempo es mucho más difícil de establecer. Quizá la mejor orientación pueda tenerse observando lugares en que la roca haya estado expuesta durante mucho tiempo.

La valuación preliminar de los suelos se hace sobre todo con base en experiencia precedente; la clasificación en el Sistema Unificado ayuda en todos los casos, pues este sistema lleva aparejado al encasillamiento en un grupo determinado, todo un conjunto de índices de comportamiento. La valuación en detalle de los suelos constitutivos de un banco ha de hacerse con base en pruebas de laboratorio.

## XII-2 LOCALIZACIÓN DE BANCOS

Pocos aspectos prácticos son tan importantes en la realización de una vía terrestre y, a la vez, resultan más elusivos para un tratamiento general, que el que se refiere al desarrollo de criterios y técnicas para la localización de bancos de materiales. El tema es de tal importancia que no puede considerarse completo un proyecto o digno de autorización para su ejecución, si no contiene una lista completa y detallada de los bancos de materiales de los que han de salir los suelos y rocas que forman la obra. En este caso, la expresión "bancos de materiales" ha de ser tomada en su sentido más general y puede referirse a los cortes de donde se construirá un terraplén o un balcón en un método de compensación longitudinal o transversal, a los materiales del terreno natural de donde se extraerá un préstamo lateral o a un banco propiamente dicho.

Localizar un banco es más que descubrir un lugar en donde exista un volumen alcanzable y explotable de suelos o rocas que pueda emplearse en la construcción de una determinada parte de una vía terrestre, satisfaciendo las especificaciones de calidad de la institución constructora y los requerimientos de volumen del caso. El problema tiene otras muchas implicaciones. Ha de garantizarse que los bancos elegidos son los mejores entre todos los disponibles en varios aspectos que se interrelacionan. En primer lugar, en lo que se refiere a la calidad de los materiales extraíbles, juzgada en relación estrecha con el uso a que se dedicarán. En segundo lugar, tienen que ser los más fácilmente accesibles y los que se puedan explotar por los procedimientos más eficientes y me-

nos costosos. En tercer lugar, tienen que ser los que produzcan las mínimas distancias de acarreo de los materiales a la obra, renglón éste cuya repercusión en los costos es de las más importantes. En cuarto lugar, tienen que ser los que conduzcan a los procedimientos constructivos más sencillos y económicos durante su tendido y colocación final en la obra, requiriendo los mínimos tratamientos. En quinto lugar, pero no el menos importante, los bancos deben estar localizados de tal manera que su explotación no conduzca a problemas legales de difícil o lenta solución y que no perjudiquen a los habitantes de la región, produciendo injusticias sociales. Es evidente que en cualquier caso práctico muchos de los requisitos anteriores estarán en contraposición y la delicada labor del ingeniero estriba precisamente en elegir el conjunto de bancos que concilie de la mejor manera las contradicciones que resulten en cada caso.

Por debajo de este primer estrato de condiciones básicas que han de conciliarse existe un segundo, muy tupido, formado por las interrelaciones entre los elementos del primero. Por ejemplo, de entre dos materiales posibles para un cierto uso podrá haber una diferencia en la calidad técnica cuando están en estado natural, pero esa diferencia podrá anularse o aún invertirse si el peor material recibe un tratamiento adecuado, se estabiliza de alguna manera o si, tal vez, el proyecto se modifica de manera que un material que no era originalmente apropiado, ahora resulta utilizable. De hecho, esta interrelación entre los materiales de construcción y el proyecto de la obra es esencial a tal grado que, como se dijo, el proyecto de una vía terrestre carece de sentido si no se le enfoca como un conjunto que comprenda los bancos de materiales disponibles y la utilización que de ellos pretenda hacerse.

Evidentemente todo el complicado balance que más arriba se ha insinuado comienza con una etapa de localización simple, al final de la cual el ingeniero debe disponer de un mapa donde aparezcan todos los posibles aprovechamientos de material que puedan interesar a su obra, habiéndose probablemente excluido otros muchos, por algún o algunos inconvenientes obvios. Entre todo este conjunto de bancos que se vean factibles, deberá el ingeniero desarrollar sus líneas de opción en estrecha vinculación con su proyecto.

La búsqueda y localización de bancos de materiales puede hacerse principalmente por fotointerpretación o por reconocimientos terrestres directos; estos últimos pueden auxiliarse, a su vez, por la fotointerpretación o por métodos de prospección geofísica.

En el Capítulo III de esta obra se trataron someramente tanto la fotointerpretación como los métodos geofísicos de exploración, por lo que no se considera necesario detallarlos más en este momento. Será preciso insistir, sin embargo, en que la fotointerpretación ofrece un método sin rival para explorar grandes áreas a bajo costo, en forma que fácilmente

puede equivaler en precisión a un reconocimiento terrestre, especialmente si la institución que busca los bancos utiliza geólogos bien entrenados en la aplicación del método; de hecho éste es, sin duda, uno de los aspectos en que la Geología Aplicada puede contribuir más eficazmente a la tecnología de las vías terrestres.

Bien sea que se utilice como único método de detección o como complemento de un estudio de foto-interpretación, el reconocimiento terrestre del futuro banco es indispensable. En él deberá definirse no sólo la posibilidad de la explotación, sino también el grado de dificultad de la misma, los problemas que pudieran acarrear aguas superficiales o subterráneas, los volúmenes disponibles, las facilidades legales, etcétera. El ingeniero que realice esta labor previa ha de recurrir siempre a la experiencia local, que podrá enseñarle muchas cosas útiles, de las que fácilmente pueden pasar inadvertidas.

Comúnmente es necesario localizar bancos para material de terracerías, para capa subrasante, para sub-base y base de pavimento y para carpeta, en el caso de carreteras. En ferrocarriles, habrán de localizarse bancos para terracería, capa subrasante, sub-balasto y balasto. En aeropistas las necesidades se enlistan igual que para carreteras. En añadidura, podrán requerirse bancos para la obtención de los materiales necesarios para la elaboración de concretos, de piedra para mampostería u otros especiales. Huelga decir que, muchas veces, un mismo banco puede proporcionar material para varios de esos usos, sometiendo su producto a diferentes tratamientos.

Los bancos para terracerías en general abundan y son fáciles de localizar, pues para ese fin sirven casi todos los materiales que sean económicamente explotables; las excepciones se analizaron en partes anteriores de este libro (suelos *MH*, *CH* y *OH*, con límite líquido mayor que 100 % y suelos *P<sub>t</sub>*). Sin embargo pueden presentarse algunos problemas, precisamente por aparecer esos materiales merecedores de rechazo por su mala calidad, en llanuras lacustres, zonas de inundación, depósitos de delta, grandes planicies aluviales y costeras y otras zonas, en donde abundan los depósitos muy finos. En todos estos casos, no es raro tener que buscar los aprovisionamientos de materiales fuera de esas zonas, si no son demasiado extensas.

Los bancos de terracerías conviene fijarlos no demasiado espaciados, para no dar lugar a distancias de acarreo excesivas; la separación óptima está en la mayoría de los casos de la práctica, allá donde se alcance el equilibrio de costos entre el acarreo, por un lado y el costo del despalle y preparación del banco por el otro. Las distancias que resultan no suelen exceder los 5 km entre banco y banco, aunque podrá haber casos especiales en que estas distancias sean mucho mayores, sobre todo en zonas agrícolas, en que los costos de afectación son muy altos.

En lo que se refiere a la capa subrasante, ya se



Un banco típico de playón de río.

mencionaron en el Capítulo IX los materiales que pueden utilizarse y los que deben rechazarse, de acuerdo con la práctica mexicana, que puede citarse como una norma de criterio. Un requisito que condiciona adicionalmente los bancos de materiales elegidos es ahora el de lograr homogeneidad en longitudes significativas, para evitar que las estructuras y espesores de las capas de pavimento suprayacentes varíen con demasiada frecuencia. Las distancias comunes entre bancos pueden extenderse en este caso hasta 10 km.

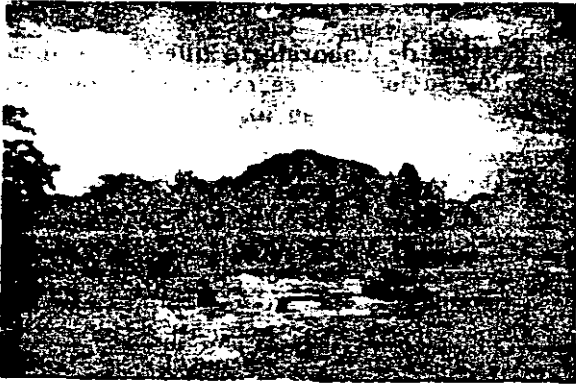
Los materiales para sub-base y base de pavimento, además del requisito anterior, suelen estar condicionados en forma importante por los tratamientos mecánicos que llegan a requerir para satisfacer las normas de calidad, mismos que, en añadidura, necesitan de la instalación de equipos especiales y plantas complejas, que no conviene mover mucho. Por todo ello, suelen estar mucho más espaciados, al grado que distancias del orden de 50 km no son difíciles de ver.

Los bancos para subrasante suelen encontrarse en los oteros bajos y extendidos, en formaciones de roca muy alterada, en las zonas alimoarenosas de los depósitos de ríos, en zonas de depósito volcánico de naturaleza piroclástica, como conos cineríticos o tobáceos, en horizontes arenosos de formaciones estratificadas extensas, etcétera.

Los materiales para sub-base, y base suelen encon-



Explotación de grava y arena en el cauce de un río.



Exploración de un banco con métodos geofísicos.

trarse en playones y márgenes de ríos, en frentes y cantiles rocosos, cerros relativamente elevados y de pendiente abrupta, etcétera.

Los materiales para concretos asfálticos o hidráulicos se obtienen casi siempre por trituración, a partir de formaciones rocosas sanas. Las mamposterías se obtienen de formaciones rocosas fracturadas o de recolección superficial.

### XII-3 EXPLORACION Y MUESTREO DE BANCOS

La exploración de una zona en la que se pretenda establecer un banco de materiales debe tener las siguientes metas:

1. Determinación de la naturaleza del depósito, incluyendo toda la información que sea dable obtener sobre su geología, historia de explotaciones previas, relaciones con escurrimientos de agua superficial, etcétera.
2. Profundidad, espesor, extensión y composición de los estratos de suelo o roca que se pretendan explotar.
3. Situación del agua subterránea, incluyendo posición y variaciones del nivel freático.
4. Obtención de toda la información posible sobre las propiedades de los suelos y las rocas, los usos que de ellos se hayan hecho, etc.

La investigación completa está formada por tres etapas:

1. Reconocimiento preliminar, que debe incluir la opinión de un geólogo. En esta etapa debe considerarse esencial el contar con el estudio geológico de la zona, por sencillo que sea.
2. La exploración preliminar, en la que por medio de procedimientos simples y expeditos, pueda obtenerse información sobre el espesor y composición del subsuelo, la profundidad del agua freática y demás datos que permitan, en principio, definir si la zona es prometedora

para la implantación de un banco de las características del que se busca y si, por consiguiente, conviene continuar la investigación sobre ella.

3. La exploración definitiva, en la que por medio de sondeos y pruebas de laboratorio han de definirse detalladamente las características ingenieriles de los suelos y las rocas encontradas.

Las armas de la exploración para localización y valuación de bancos son la fotointerpretación, los sondeos y la prospección geofísica. Como quiera que rara vez se requiere explorar a profundidades grandes, mayores de 10 m. los métodos de sondeo preliminar y definitivo pueden no ser diferentes. El pozo a cielo abierto, la posteadora y los barrenos helicoidales (Refs. 2 y 3) son los métodos más empleados en suelos. La diferencia entre el estudio preliminar y el definitivo suele radicar más bien en el número de sondeos, que en la investigación definitiva deben corroborar la información preliminar, definiendo claramente las distintas formaciones existentes y cubicar con la aproximación requerida el volumen de material que vaya a ser necesario. No debe excluirse, al realizar exploración definitiva en suelos, el empleo de métodos de exploración más refinados o capaces de ir a mayores profundidades, que pudieran requerirse en algunas ocasiones; se utilizarán entonces máquinas perforadoras, con técnicas de sondeo del tipo de las descritas en las mencionadas Referencias 2 y 3. En bancos de roca, lo normal es atenerse en mucho a los resultados del reconocimiento preliminar, extrayendo de él normas de juicio en cuanto a la extensión del banco y al volumen de material disponible; la razón es que la exploración en roca requiere del uso de métodos rotatorios, con máquinas de perforación, todo lo cual resulta costoso y no suele considerarse necesario más que en casos importantes en que existan incertidumbres de consideración.

Ya se ha descrito en el Capítulo III de esta obra la utilidad que es posible extraer en los estudios de suelos de las técnicas de fotointerpretación y de la prospección geofísica. Cabe añadir que un buen estudio de fotointerpretación puede cubrir con rapidez la etapa de reconocimiento preliminar, sin que, como se dijo, este método tenga rival en la detección de posibles bancos. Los métodos geofísicos, por su parte, son económicos y rápidos para cubicar los bancos en estudio y para distinguir las diferentes formaciones que es común encontrar en ellos. De entre ellos, el geosísmico es el más usual, con mucho.

Los bancos de suelo han de muestrearse para conocer en el laboratorio las características que interesen para definir o autorizar su uso. No existe ninguna regla para fijar el número de sondeos que es necesario hacer en un caso dado. Algunas instituciones fijan un determinado número de sondeos por cada número de metros cúbicos de material por ex-

plotar, lo cual no toma en cuenta ni la homogeneidad o heterogeneidad de la formación, ni ninguna otra de las características geológicas particulares, por lo que el anterior no parece ser un buen criterio para definir la exploración: será preferible ceñirse en cada caso a las características específicas del banco en estudio, teniendo muy en cuenta las condiciones geológicas locales, los frentes que han de atacarse, etcétera.

Naturalmente, la muestra que se extraiga dependerá de la utilización que pretenda hacerse del suelo. En bancos para terracerías es común realizar análisis granulométricos, límites de plasticidad, pruebas de compactación, cálculo del coeficiente de variación volumétrica, todo lo cual suele requerir muestras entre 50 y 100 kg, como mínimo. Se trata sencillamente de clasificar al suelo y conocer sus características en cuanto a compactación.

En materiales para pavimento, además de las pruebas anteriores, los bancos de suelos deberán sujetarse en general a pruebas de Valor Relativo de Soporte o similares, de acuerdo con el método de diseño que se pretenda utilizar. Se excluye, naturalmente, toda la gama de pruebas que en relación con los asfaltos han de hacerse a una carpeta, por considerarlas fuera de los alcances de esta obra.

En general, las pruebas que requieren los suelos que van a usarse en pavimentos, aunque sea las mismas que las de las terracerías, suelen hacerse con más acuciosidad y en mayor número; por ejemplo, una granulometría en material para terracería, muchas veces no va más allá de la separación de las porciones de grava, arena y finos, en tanto que los materiales de pavimento requieren la curva completa. De la misma manera los análisis de compactación y Valor Relativo de Soporte probablemente han de hacerse con mayor intensidad en la subrasante y demás capas de pavimento que en otras partes más bajas del terraplén.

Al tratar con bancos de suelo que vayan a usarse en pavimentación es también frecuente que se distinga un conjunto de pruebas dentro de una etapa de estudio preliminar, de otras pruebas que se hagan posteriormente con carácter definitivo. Este criterio permitirá seleccionar las zonas más prometedoras dentro de un banco dado o establecer racionalmente alternativas de uso entre varios bancos vecinos.

La tabla XII-2 presenta de un modo general el tipo de pruebas que se hace a los distintos materiales provenientes de los bancos, según el uso que de ellos pretenda realizarse.

En general las pruebas están divididas en tres tipos, las de clasificación, las que tienen por objeto establecer la calidad de los materiales, que entre otras cosas, permitirán establecer si se cumplen las normas mínimas que establezca la institución constructora y, finalmente, las pruebas de diseño propiamente dicho. Sobre todo en este último aspecto puede haber, como ya se comentó en los capítulos respectivos, criterios diferentes entre los diversos organismos que construyen; la tabla está hecha presupo-

TABLA XII-2

**Pruebas de Laboratorio que se efectúan a los suelos que se extraen de bancos, según su utilización**

- I. *Terracerías.*
  - a) Clasificación: Límites de plasticidad.  
Granulometría.
  - b) Calidad: Peso volumétrico máximo.  
A veces. Valor Relativo de Soporte.
- II. *Capa Subrasante.*
  - a) Clasificación: Límites de plasticidad.  
Granulometría.
  - b) Calidad: Peso volumétrico máximo.  
Valor Relativo de Soporte.  
Expansión.  
Equivalente de Arena.
  - c) Diseño: Determinación de Valor Relativo de Soporte (Método del Cuerpo de Ingenieros, U. S. A.), o bien:  
Pruebas de Hveem, o bien:  
Pruebas Triaxiales de Texas.
- III. *Base y Sub-base.*
  - a) Clasificación: Límites de plasticidad.  
Granulometría.
  - b) Calidad: Peso volumétrico máximo.  
Valor Relativo de Soporte.  
Equivalente de Arena.  
Expansión.
  - c) Diseño: Si se desea hacer un diseño estructural por capas, deberán realizarse las pruebas indicadas para la capa subrasante.
- IV. *Carpeta Asfáltica.*
  - a) Clasificación: Límites de plasticidad.  
Granulometría.
  - b) Calidad: Pruebas de desgaste y/o alterabilidad.  
Equivalente de Arena.  
Expansión.  
Afinidad con el Asfalto.  
Pruebas para definir la forma de los agregados.
  - c) Diseño: Prueba de Marshall, o bien:  
Pruebas de Hveem.  
El contenido óptimo de Asfalto puede determinarse también por el Método C. K. E.

niendo un tanto que la prueba básica para el diseño de pavimentos sea la de Valor Relativo de Soporte. Otro punto en el que suele haber bastante diferencia institucional es el que se refiere a la fijación de las pruebas para fijar las características de expansividad de los suelos.

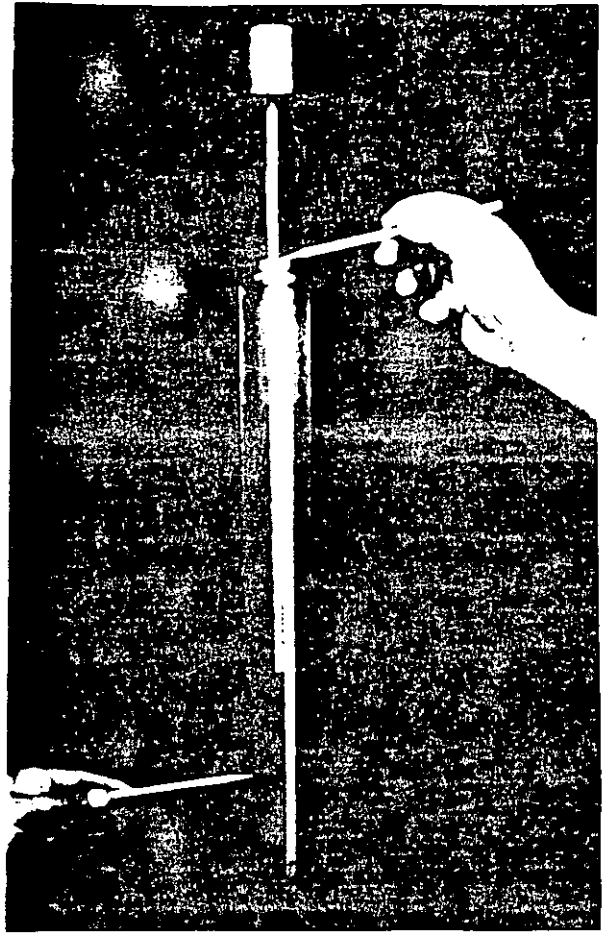
En términos generales todas las pruebas mencionadas en la tabla XII-2 han sido ya tratadas en páginas anteriores de esta obra, con excepción de la importantísima prueba de Equivalente de Arena, que originalmente desarrollada por F. N. Hveem en el Departamento de Carreteras de California, ha alcanzado hoy muy amplia y merecida difusión. Aunque esta prueba fue ya mencionada en el Capítulo I rece oportuno comentarla ahora, pues sus máximas virtudes destacan precisamente cuando se emplea para determinar la calidad de los suelos o la de los pro-

ductos de trituración procedentes de bancos. Los Refs. 4, 5, 6, 7 y 8 contienen información de detalle sobre la prueba y en el Anexo XII-a de este capítulo se incluye un breve instructivo sobre su realización.

Todos los materiales térreos que se utilizan en las terracerías y los pavimentos contienen en mayor o menor grado partículas finas, de cuyo monto y actividad depende en gran parte, como es sabido, el comportamiento mecánico del conjunto. La prueba de Equivalente de Arena fue desarrollada por Hveerr para valuar en forma cualitativa la cantidad y la actividad de los finos que existen en la mezcla de partículas que constituyen el suelo que se va a utilizar.

La prueba consiste en introducir una cantidad prefijada de la fracción del suelo que pasa la malla Nº 4 en una probeta estándar, parcialmente llena con una solución que, entre otros efectos, propicia la sedimentación de los finos. Tras un periodo de vigorosa agitación para homogeneizar la suspensión, la probeta se deja en reposo en su posición natural durante 20 min. al cabo de los cuales se ve el perfil de sedimentación en el fondo, que básicamente debe consistir de dos capas fácilmente distinguibles, una inferior que tendrá prácticamente todas las partículas de arena y otra, superior, formada por la cantidad de arcilla que haya alcanzado a depositarse en el tiempo transcurrido, bajo el efecto floculante que produzca la solución utilizada, el cual, obviamente, dependerá de la concentración con que se fabrique ésta. Así, por ejemplo, si la arcilla contenida es una montmorilónita o una bentonita, de alta actividad coloidal, la solución estándar, actuando durante 20 min, alcanzará a flocular y depositar una determinada cantidad, en tanto que, si la arcilla es una caolinita de actividad coloidal mucho menor, seguramente en los 20 min podrá llegarse a depositar toda la arcilla.

De esta manera, el estudio de perfil de sedimentación permite establecer un índice volumétrico de las respectivas proporciones de los materiales contenidos en el suelo original, que pueden en principio, clasificarse como arenas o como arcillas. Además, como se verá, el perfil de sedimentación permite obtener

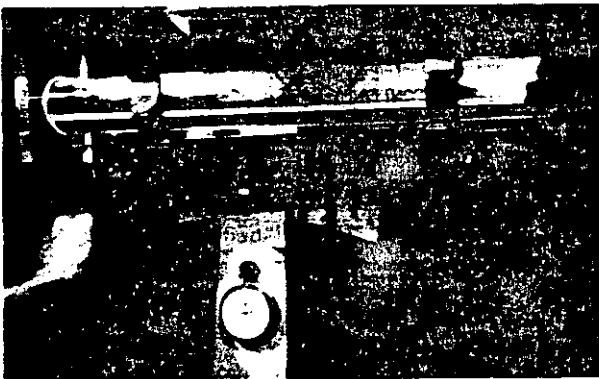


Lectura del equivalente de arena.

también una idea de carácter cualitativo, pero seguramente bastante apropiada, de la actividad que pueda atribuirse a la fracción arcillosa.

La solución está formada básicamente con cloruro de calcio, que es un material floculante: se le añade algo de glicerina, pues se vio que así se producía un efecto estabilizante que hacía la prueba más consistente al ser repetida por operadores diferentes y una porción de formaldehído, cuyo objeto es el de esterilizar la solución para neutralizar la posibilidad de desarrollo de organismos que pudiera contener el suelo original. La base de la solución es agua destilada o razonablemente limpia. Muy especialmente, la cantidad de cloruro de calcio determina el poder floculante de la solución; con cantidades diferentes se tienen volúmenes de arcilla depositadas muy diferentes y, por lo tanto, también muy distintos equivalentes de arena, pues este concepto se define y determina con base en los respectivos espesores de arena y arcilla en el perfil de sedimentación.

Una vez obtenido el perfil de sedimentación y anotado el nivel superior de la capa de arcilla, se introduce en la probeta un pión de peso estándar, el cual se apoya sobre la arcilla, permitiendo que se hunda en ella, lo que ocurre prácticamente hasta



Agitador manual utilizado en la prueba de equivalente de arena.

que se alcanza la capa de arena; la altura a que queda este pisón se mide también y se considera la altura de la frontera superior de la capa de arena. El pisón es necesario, pues, como es natural, durante la deposición no se define nítidamente un plano de transición entre la arena y la arcilla. Se define como Equivalente de Arena la relación:

$$E.A. = 100 \frac{\text{Lectura en el nivel superior de la arena}}{\text{Lectura en el nivel superior de la arcilla}} \quad (12-1)$$

Un equivalente de arena cero se obtendría en una arcilla pura, en tanto que cuanto mayor sea el equivalente de arena se tendrá seguramente una mayor proporción de este último material en el conjunto.

Hasta aquí, tal parece que la prueba de equivalente de arena lo único que establece es una relación volumétrica entre el contenido de arena y el contenido de arcilla en la muestra. Si así fuera, no estaría dando más información que un análisis granulométrico rápido con cribado en las mallas Nos. 4 y 200, quizá más sencillo de realizar. El valor de la prueba de equivalente de arena es que, por lo menos cualitativamente, va algo más lejos que la simple información anterior, al dar una idea, como se dijo, de la actividad de la fracción arcillosa.

El primer punto a cuidar es la concentración de la solución floculante que se use, pues como se hizo notar, de su poder floculante depende que se deposite más o menos arcilla en el tiempo de prueba, lo que haría variar el equivalente de arena. Hveem intuyó que el carácter de la fracción fina se reflejaría de algún modo en la resistencia del suelo en conjunto y expresó esta resistencia por medio del parámetro  $R$ , obtenido en el estabilómetro y mencionado en el Capítulo IX.

La Fig. XII-1 (Ref. 8) muestra precisamente el efecto anterior, o sea la influencia de la actividad de los finos en el valor  $R$  dado por el estabilómetro.

Nótese que el efecto de un 5% de bentonita es similar al de un 21% de caolinita para la grava

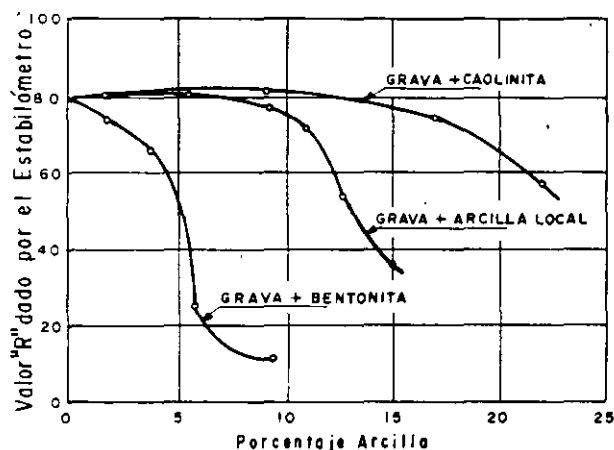


Figura XII-1. Efecto de la arcilla en el valor  $R$  (Ref. 8).

estudiada y ese es precisamente el nivel elegido por Hveem para fijar la concentración de la solución estándar. La solución estándar a utilizar en las pruebas de equivalente de arena es tal que proporcione el mismo valor para este último concepto en una grava que tenga 5% de bentonita y en la misma grava con 21% de caolinita.

Otra solución daría diferentes valores de equivalente de arena en todas las pruebas realizadas y desde luego es dudoso que la concentración elegida por Hveem posea ningún significado especial o sea la más apropiada para establecer la mejor correlación posible entre el valor del equivalente de arena y la actividad de los finos contenidos en el suelo.

Una vez fijada la concentración de la solución y estandarizada la prueba, la actividad de los finos se refleja en el resultado de la misma por lo menos de dos maneras. En primer lugar en la cantidad de arcilla que alcance a depositarse en los 20 min. que será diferente según sea el contenido y actividad de la fracción coloidal de la arcilla. En segundo lugar, la actividad de los finos se reflejará seguramente en la estructuración de la arcilla depositada en la solución estándar y a estructuras más cerradas o más abiertas, aun para la misma cantidad de arcilla, corresponderán diferentes valores de la "altura de la arcilla" y, por lo tanto, diferentes valores del equivalente de arena. En general, en relación a este último aspecto puede decirse que cuanto más abierta la estructura, mayor actividad mostrarán los finos se obtendrá un equivalente de arena menor.

No cabe duda de que los factores anteriores no están suficientemente estudiados, como no lo está la prueba en general, por lo que no es posible establecer cuantitativamente correlaciones entre el resultado

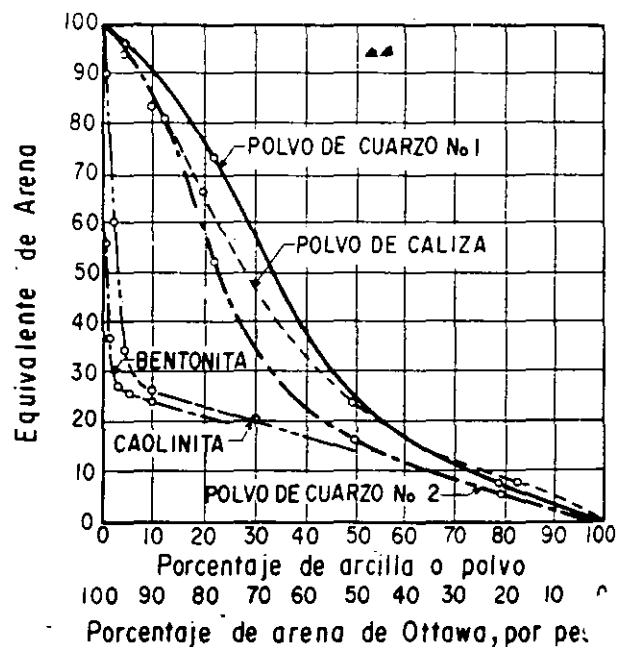


Figura XII-2. Efecto de varios materiales finos en el equivalente de arena (Ref. 8).



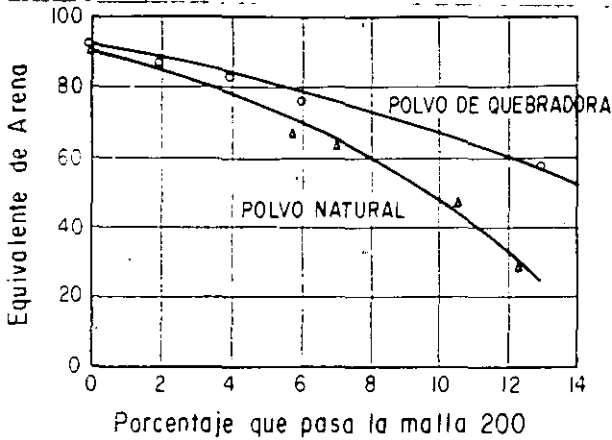


Figura XII-3. Efecto del polvo en el equivalente de arena del agregado fino de mezcla en planta, para carpeta (Ref. 8).

de la prueba de equivalente de arena y las propiedades mecánicas fundamentales, tales como la resistencia, la compresibilidad, la relación esfuerzo-deformación, la permeabilidad, etcétera; ni tan siquiera es posible decir, en el actual estado de conocimiento, si tales correlaciones existen en un sentido más o menos aproximado. Lo que queda entonces es calibrar la prueba con la experiencia personal de los ingenieros de campo y en este aspecto la prueba ha revelado y revela todos los días extraordinarias potencialidades, muy especialmente como prueba para el control de la calidad de los materiales obtenidos de bancos.

Las Figs. XII-2, XII-3, XII-4, XII-5 y XII-6, todas ellas extraídas de la Ref. 8, muestran diversas corre-

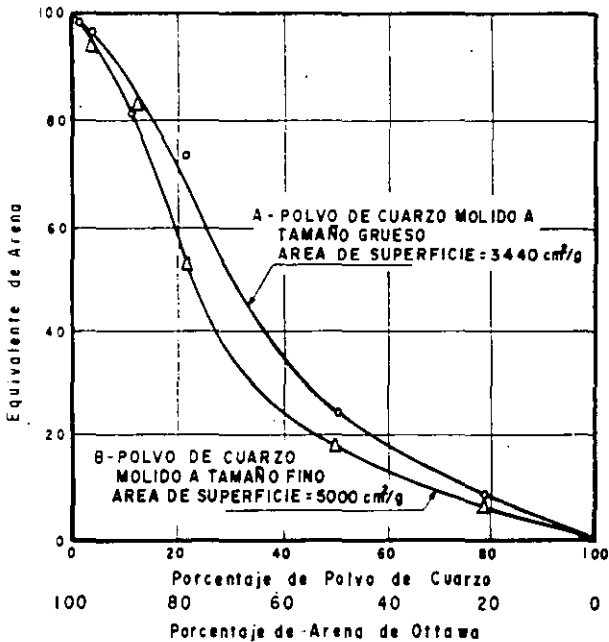


Figura XII-4. Polvo de cuarzo y arena de Ottawa. Efecto del tamaño de las partículas en el equivalente de arena (Ref. 8).

laciones experimentales de interés entre el valor del equivalente de arena y diferentes propiedades o condiciones del suelo. Las Figs. XII-2 y XII-4 deben interpretarse con cierto cuidado, en lo que se refiere al eje de abscisas. En la Fig. XII-2, por ejemplo, se mezcla a un cierto porcentaje de arena de Ottawa o bien los polvos de roca que se mencionan o bien las arcillas que se señalan, para obtener las diferentes gráficas que describen como varía el equivalente de arena al aumentar en la matriz de la arena los porcentajes de polvo de roca o los porcentajes de arcilla; de la misma manera funciona la Fig. XII-4.

En el Anexo XII-a de este Capítulo se describe en detalle la prueba de laboratorio correspondiente.

En lo que se refiere a las rocas, las principales pruebas que han de hacerse a los materiales producto de banco son las que definen su modo de fragmentación y su susceptibilidad a la meteorización. La tabla XII-3 contiene una relación de las pruebas índice que es más común hacer a las rocas, aún cuando en muchos casos de la práctica se omiten algunas de ellas o aun todas, utilizando el material simplemente con base en la observación del banco y en la experiencia precedente.

TABLA XII-3

**Pruebas índice más comunes para materiales rocosos, con vistas a definir su comportamiento ingenieril (Ref. 9)**

- Densidad de sólidos
- Peso volumétrico seco
- Contenido de agua
- Porosidad
- Índice de Alteración
- Permeabilidad al agua
- Permeabilidad al aire
- Alterabilidad
- Resistencia
- Deformabilidad

**XII-4 MATERIALES ENCONTRADOS EN LOS BANCOS (Refs. 10 y 11)**

**A. Alteración de las rocas**

Los materiales que el ingeniero encuentra en los lugares de posible explotación son suelos o rocas que han soportado en ese sitio numerosos cambios por evolución o por revolución, los que han dejado sus huellas, hasta formar los materiales que sea posible encontrar en la actualidad.

Probablemente toda la corteza terrestre procede, como se sabe, de algo que en origen fue un fluido viscoso y que lentamente se endureció hasta formar rocas ígneas. Los procesos de meteorización, favorecidos por agrietamientos y acciones tectónicas fueron formando, a partir de la matriz original, masas residuales, antecedentes de suelos residuales, producto "in situ" de la descomposición, la solución y la des-

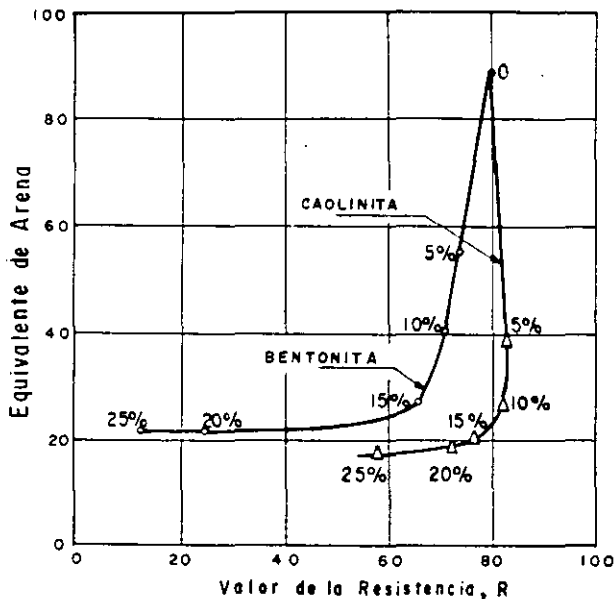


Figura XII-5. Valor de la resistencia en relación al equivalente de arena en roca triturada con contenido variable de arcilla (Ref. 8).

integración. Como ya se vio, muchos de estos productos pueden ser transportados por la gravedad, el viento, el agua o el hielo, para formar, en nuevas con-

Relación de componentes de la mezcla			
Componentes en Menor Proporción:	Componentes en Mayor Proporción		
	ARENA	LIMO	ARCILLA
	ARENA	o	o
LIMO	o	+	-
ARCILLA	o	+	-

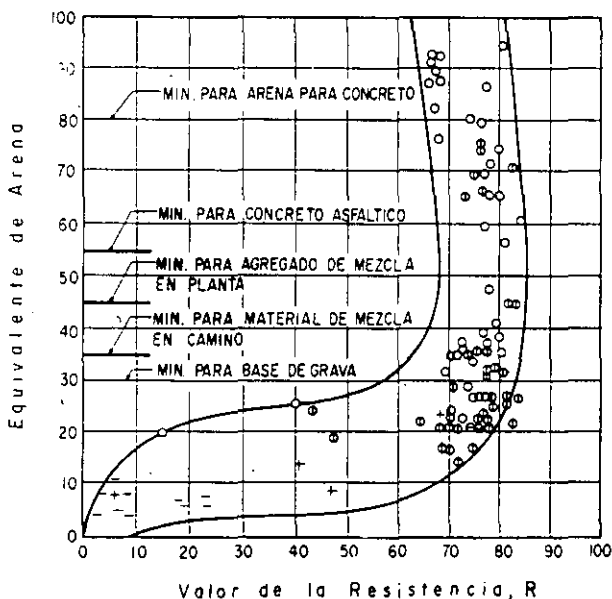


Figura XII-6. Equivalente de arena en relación al valor de la resistencia (Ref. 8).

diciones de localización y ambiente los suelos transportados.

Los suelos transportados y depositados en un nuevo lugar pueden continuar intemperizándose en ese lugar o ser retransportados y redepositados en un nuevo ambiente. Otros se endurecen por consolidación y cementación formando rocas sedimentarias. Muchos organismos marinos o que viven en las aguas contribuyen fundamentalmente a la transformación en rocas de los sedimentos previos producidos por meteorización. Las rocas sedimentarias quedan sujetas a la misma distorsión y fracturamiento que la tectónica produce en las rocas ígneas y, de la misma manera que a éstas, las afectan los cambios ambientales, que las meteorizan para producir nuevos suelos residuales, en los que recomienzan los procesos de erosión, transporte y creación de nuevos depósitos.

Además de estar sujetos a la meteorización y a la erosión, las rocas sedimentarias que van quedando cubiertas por sedimentos acumulados pueden ir quedando también sometidas a aumentos de temperatura, de presión y a la acción de nuevos estados de esfuerzos. Como consecuencia, su estructura mineral puede alterarse químicamente o reagruparse físicamente, para producir las rocas metamórficas. Estas nuevas rocas pueden parecerse a sus rocas madres, pero normalmente son más cristalinas, más densas y más duras. De nuevo, las rocas metamórficas quedan sujetas a meteorización donde quiera que quede el efecto de un ambiente externo, por lo que pueden formar suelos residuales, que posteriormente pueden ser erosionados, transportados y mezclados en nuevos depósitos sedimentarios. En rigor, las rocas ígneas también pueden metamorfizarse por calor, presión o esfuerzo cortante, pero los cambios que sufren por ello suelen ser menos drásticos que los que se tienen en rocas sedimentarias. Finalmente, las rocas metamórficas se pueden retransformar en ígneas, por calor, presión o adición de nuevos minerales procedentes de masas fluidas.

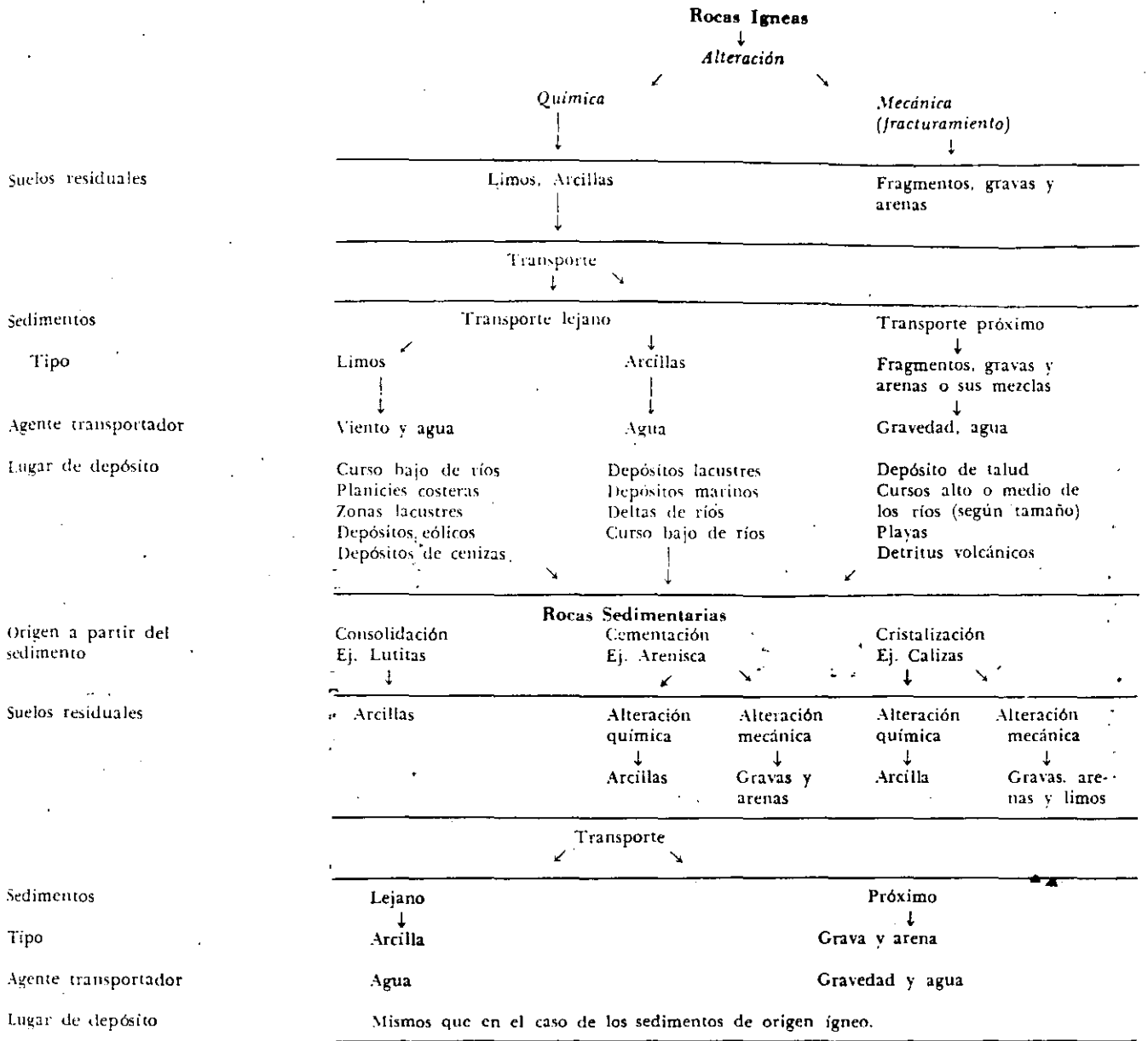
En el Capítulo II de esta obra se mencionaron desde un punto de vista mineralógico las principales rocas que el ingeniero encuentra en la corteza terrestre, así como los sedimentos más comunes que esas rocas pueden producir. De la misma manera se mencionaron allí someramente lo que podría considerarse las características geológicas de las rocas. No se insistirá aquí en esos aspectos, pero en cambio, convendrá insistir algo en la dinámica de la alteración de las



Explotación de un gran banco en roca alterada.

**TABLA XII-4**

**Dinámica de la alteración de las rocas y la formación de suelos residuales y transportados**



**Rocas Metamórficas**

Temperatura, presión, etc., actuando sobre los sedimentos. Análogos suelos residuales y transportados que las otras rocas. (Gravas, arenas, limos o arcillas.)

rocas, en la génesis de los suelos residuales y transportados y en una descripción, aunque sea breve, de las formaciones que el ingeniero puede encontrar en su búsqueda de bancos y de los materiales que más comúnmente aparecen en ellas.

La tabla XII-4 presenta en forma esquemática las transformaciones de las rocas que producen suelos, los distintos tipos de éstos y la influencia de los factores de meteorización y transporte.

La alteración de una roca es siempre un modo de adaptarse a su ambiente; por ello, cuando una

roca antes no expuesta queda sujeta a la meteorización, se altera para adaptarse al nuevo ambiente que le ha sido impuesto. Lo mismo sucede cuando la roca es fragmentada o triturada y colocada en una estructura ingenieril. Por tal motivo el ingeniero debe considerar que todas sus manipulaciones son fuente de alteración futura. En la gran mayoría de los casos, los procesos de alteración que el ingeniero desencadena ocurren a escalas de tiempo dentro de las cuales la vida útil de una obra representa un periodo insignificante, pero no siempre ocurre así y los casos

de alteración muy rápida son, naturalmente, los que más interesan desde un punto de vista práctico. Un ejemplo típico es la alteración de lutitas en arcillas, sobre todo en presencia de agua.

Las rocas que se usan en las diferentes estructuras de una vía terrestre procedentes de los bancos de materiales quedan sujetas en general a compresión y, muchas veces, a abrasión e impacto; todas estas son causas adicionales de alteración. Entre las formas de alteración, la rotura de granos puede producir cambios fundamentales en los materiales de pavimento en corto tiempo; el agua y el desarrollo de presiones neutrales también pueden producir efectos notorios dentro de la vida útil. Correspondientemente, el ingeniero deberá investigar las características de alterabilidad teniendo en mente estos hechos.

Algunos usos de materiales en las vías terrestres imponen condiciones muy especiales a los agregados de banco que vayan a usarse. La tecnología del concreto, que se considera fuera del alcance de esta obra, ofrece abundantes ejemplos de la afirmación anterior, pero no es este material el único que impone condiciones. Las mezclas asfálticas también requieren características específicas en los agregados pétreos, llegándose en algunos casos al rechazo de los mismos al no verlas cumplidas. Las rocas que contienen un alto porcentaje de minerales de silicio (rocas ácidas) no sirven generalmente para carpetas, por no presentar una liga adecuada con el asfalto. También dan problemas en las mezclas asfálticas algunos agregados que tienen tendencia a alterarse rápidamente en arcillas, como sucede con algunos basaltos, a despecho de la excelente calidad que en general esta roca tiene cuando se usa en mezclas asfálticas.

La alteración química de las rocas produce como última consecuencia arcillas cuya mineralogía se relaciona con la de la roca madre; así por ejemplo los granitos tienden a formar arcillas caoliníticas, en tanto que los basaltos, ricos en minerales ferromagnesianos, dan lugar a arcillas montmoriloníticas. En el Capítulo VI se presentó el fundamental concepto de perfil de meteorización y los tipos más comunes de éstos de acuerdo con la roca en que se producen.

## B. Tratamientos

Los materiales procedentes de bancos que van a ser usados en terracerías no suelen sujetarse a ningún tipo de tratamiento especial y se utilizan tal como se obtienen; en esa condición natural deberán cumplir las especificaciones constructivas y de calidad que se señalen, pero se considera universalmente irrazonable desde el punto de vista económico el empleo de tratamientos, salvo casos muy especiales.

En los trabajos de pavimentación, por el contrario, es usual, como ya se mencionó, someter los materiales a diversos tratamientos que los adecúen a sus funciones. Los tratamientos más usuales son:

### 1. Eliminación de desperdicios

Se trata, por ejemplo, de eliminar en banco suelos un determinado porcentaje de partículas cuyo tamaño máximo sobrepasa el que se haya considerado en el proyecto (frecuentemente en el orden de 7.5 cm). Esta eliminación se hace muchas veces a mano.

### 2. Disgregación

Esta operación se hace generalmente en bancos de suelo duro, de roca muy alterada o en materiales con la consistencia de aglomerados poco cementados. La disgregación se hace muchas veces con arados y cuchillas dispuestas en las máquinas o con rodillos de compactación del tipo pata de cabra o similar.

### 3. Cribado

Generalmente se utiliza para lograr en un material de naturaleza friccionante una granulometría adecuada o para eliminar porcentajes altos de partículas mayores que el tamaño máximo requerido, que generalmente son desperdiciadas; se ha dicho que porcentajes arriba de 10 ó 15 % conviene ya eliminarlos cribando.

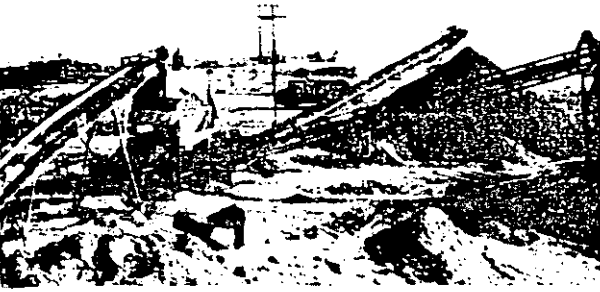
Las instalaciones de cribado para eliminación de tamaños grandes suelen ser muy sencillas. Normalmente el material se maneja por gravedad, recayendo en un camión el material que pasa una criba determinada. Este método tiene peligros de segregación, que conduce a la obtención de materiales no uniformemente mezclados. Cuando se requiere una buena dosificación de materiales en diversos tamaños ha de recurrirse a plantas de cribado, con cribas vibratorias, dispuestas en dos o tres niveles; el ritmo de vibración suele ser de 1,200 ciclos por minuto. Estas plantas se utilizan generalmente en combinación con equipos de trituración.

En la actualidad se usan cada vez más cribadoras por centrifugación, con cribas cilíndricas concéntricas que giran a la vez, de manera que el material va pudiendo pasar de una a otra recorriendo, según su tamaño, diferente camino desde el centro a la periferia del sistema. Es obvio que este tipo de plantas garantizan mejor que ninguna otra la obtención de dosificaciones precisas.

### 4. Trituración

Es el tratamiento a que generalmente se recurre para llegar a la granulometría adecuada a partir de materiales naturales muy gruesos o de fragmentos de roca. Es normal realizar la trituración en varios pasos o etapas, según el producto final a que desee llegarse; así se habla de trituradoras primarias, se darias o terciarias.

La trituración suele realizarse en plantas muy completas que incluyen alimentadores, bandas de



Vista de una planta de trituración de materiales.



Zanja para préstamo lateral.

### C. Tipos de Bancos

Ya se mencionó en otra parte de esta obra (párrafo XI-14) que las fuentes más típicas de aprovisionamiento de materiales son el préstamo lateral, la compensación longitudinal o transversal y el uso de bancos específicos. En lo que sigue se proporciona alguna información general sobre tipos de bancos que, si bien se enfoca al tercer tipo de fuente; pudiera comprender en algunos casos a las dos anteriores.

Los depósitos de río reciben el nombre genérico de aluviones. Debido a que el agua a lo largo del curso tiene ocasión de erosionar materiales muy diferentes, es normal que los aluviones estén formados por materiales muy variados; sin embargo la deposición sí ocurre siguiendo algunas leyes generales fáciles de entender. La capacidad del agua para transportar sedimentos depende de la velocidad de la corriente y de su gasto; esto condiciona un gran poder erosivo en las zonas de curso alto, en que la corriente suele tener fuertes pendientes y, por ende, grandes velocidades, por lo que el agua es capaz de arrastrar sedimentos muy gruesos, del tamaño de la grava y la arena y aún fragmentos de roca, que van rodando cauce abajo. En el curso medio, la pendiente de los ríos disminuye y correspondientemente lo hace

transportación, plantas de cribado, elevadores de material y dispositivos trituradores de quijada, de impactos, de rodillos de diferente separación, etcétera.

Es importante la relación de tamaños de la partícula en las etapas iniciales y final del proceso, que define el tipo de equipo que ha de usarse y el costo de la operación. También es importante la forma que adquiera la partícula triturada, pues de ella depende en mucho el comportamiento mecánico posterior. Una forma equidimensional, con aristas vivas es obviamente la más deseable.

Es usual hablar de trituración total o parcial, denotando la intensidad del proceso requerido en un caso dado.

#### 5. Lavado

Se aplica en materiales contaminados por arcilla, materia orgánica o polvos; frecuentemente se usa en conexión con operaciones de trituración y cribado.

El lavado se realiza por diversos sistemas, desde el chiflonaje durante el cribado, hasta el empleo de tanques lavadores, en los que el material es removido con paletas mecánicas, mientras se le somete a riegos de agua a presión.



Aspecto de un préstamo lateral.



Detalle de un depósito aluvial grueso.

la velocidad, por lo que se restringe la fuerza erosiva por este concepto; es muy común que por esta razón en el curso medio de los ríos se depositen los materiales del tamaño de la grava y de la arena, siendo estas zonas muy apropiadas para la búsqueda de estos bancos. En la etapa final de su recorrido, el río usualmente pierde mucha velocidad, entra a zonas más planas, divaga y busca su salida en el mar, en un lago o en otro río importante; en esta etapa, el poder erosivo disminuye aun más, especialmente cerca de la desembocadura, en donde suele ejercerse un efecto de frenaje muy importante por parte de las masas de agua comparativamente estáticas a las que el río terminará por desembocar. Esta es la zona en la que la corriente deposita los materiales más finos, del tipo de los limos y las arcillas. Si el régimen se hace muy lento en la desembocadura, se formará un delta, con predominio notorio de sedimentos muy finos.

Al régimen anterior, que se podría considerar ligado al régimen de velocidad del escurrimiento, se superpone el efecto del gasto en el poder erosivo, que hasta cierto punto es contrario. En la parte alta del río se tenderá a tener gasto bajo y, por este concepto, el poder erosivo de la corriente será pequeño. El



Un depósito aluvial típico.

gasto tenderá a aumentar en el curso medio y, todo, en el inferior y, por ello, siempre considere exclusivamente este efecto, el poder erosivo y de transporte de la corriente irá creciendo a medida que ésta se acerca al mar. El efecto del gasto es importante en los ríos que tienen tendencia a sufrir fuertes crecientes, tanto más, cuanto que a dichas crecientes suelen asociarse velocidades anormalmente altas.

En términos generales la influencia de la velocidad en el régimen de erosión es mayor que la del gasto, pero en ríos que se inundan con mucha violencia ambos efectos pueden igualarse y la situación aun pudiera invertirse.

El ingeniero que busca bancos suele tener información bastante precisa en cuanto a la naturaleza del río que tenga en estudio. Si éste no es susceptible de sufrir crecientes violentas en periodicidad corta, prevalecerá el esquema de depósito que se describió al hablar del efecto de la velocidad. Se podrá esperar encontrar boleos y gravas en el curso alto, gravas y arenas en el medio y limos y arcillas, en el bajo y en la desembocadura. Si el río tiene crecientes importantes relativamente poco espaciadas en el tiempo será muy probable encontrar sedimentos más gruesos en las zonas más bajas, especialmente en los meandros, en las llanuras de inundación o en las terrazas fluviales vecinas, lugares en donde la velocidad, aun en creciente extraordinaria, tenderá a disminuir.

Los sedimentos que sea dable encontrar en el curso de un río también dependen mucho de la naturaleza de las formaciones que el río atraviesa. Un ejemplo muy típico de esto lo constituyen muchos ríos de la vertiente Pacífico de la República Mexicana y muchos ríos andinos en Sudamérica. En estos lugares, las cadenas montañosas llegan hasta muy cerca del mar, dejando una planicie costera muy reducida, de manera que la mayor parte del curso de los ríos (nunca muy largos) ocurre por zonas de muy fuerte pendiente, que dan a la corriente mucho poder erosivo; además, por lo lluvioso de estas regiones en algunas épocas del año o por el efecto del deshielo, es normal que estos ríos tengan algunos meses de muy grande gasto. Todo lo anterior hace que en esas épocas el río se precipite hacia la exigua llanura costera con grandes cantidades de sedimento grueso, por lo menos del tamaño de la arena, arrancados de las formaciones rocosas de la montaña. La velocidad con que el río irrumpe en la planicie y el gasto importante hacen que se produzcan grandes inundaciones, durante las cuales se deposita el acarreo arenoso, el cual puede encontrarse prácticamente hasta la desembocadura. En el caso de los ríos mexicanos de la vertiente del Pacífico, este fenómeno se ve estimulado por las grandes formaciones de granito alterado que el río cruza en la serranía y que son fuente de grandes acarreos arenosos. En situaciones como éstas el ingeniero podrá encontrar bancos de arena y aun en zonas en que otros ríos de cauce más extendido depositan ya únicamente acarreos finos.

En resumen, los depósitos que sea dable encontrar en valles fluviales, llanuras de inundación y en terrazas y abanicos aluviales son relativamente variables, no sólo en naturaleza mineralógica, sino también en tamaño y dependen del desarrollo de la corriente, de su régimen hidrológico y de las formaciones que se atraviesan.

En las zonas en que las serranías se juntan con las planicies de costa es muy frecuente encontrar sistemáticamente de trecho en trecho los denominados depósitos de pie de monte, grandes formaciones de arenas limosas y gravas, inclinadas y ondulantes, dejadas por los ríos, que bajan y pierden velocidad al entrar en la planicie.

Los lagos actúan como depósitos de sedimentación para las corrientes que a ellos llegan. Es común que cuando el río entra al lago tienda a depositar en la orilla los sedimentos más gruesos que aún traiga en suspensión; dependiendo el tamaño del régimen anterior del río; de esta manera, es frecuente que la desembocadura del río en el lago forme un delta más o menos importante, en el que será posible encontrar arenas o limos. Los sedimentos más finos penetran en el lago con el agua del río y se depositan en zonas más profundas. En épocas del año de aguas abundantes el depósito principal está formado por el material limoso que haya alcanzado a entrar al lago y las arcillas más gruesas, pero las arcillas más finas se depositan más bien en las épocas de estiaje, cuando las aguas del lago están más tranquilas. Por lo anterior, los depósitos lacustres suelen ser estratificados, con capas bastante homogéneas de materiales finos, en las que se manifiesta cierta tendencia a una alternancia de estratos limo-arcillosos con otros de arcillas muy finas. El estancamiento de las zonas lacustres suele propiciar la deposición de materia orgánica, por lo que no es raro que en los depósitos lacustres haya suelos de tal naturaleza o turbas, generalmente estas últimas en las partes más superficiales. También es común la presencia de esqueletos silicosos de microorganismos y conchas calcáreas, que se incorporan al conjunto.

En México es relativamente frecuente encontrar depósitos lacustres en lugares donde el correspondiente lago ha desaparecido desde hace mucho tiempo, dando lugar a zonas muy problemáticas, tanto desde el punto de vista de cimentación de obras viales, como de localización de bancos de materiales apropiados.

En México, al igual que en otras partes, son relativamente frecuentes en zonas desérticas y montañosas, ríos que no desembocan en ningún cuerpo de agua, sino que desaparecen, extendiéndose en una zona plana, en la cual forman un verdadero abanico aluvial. Naturalmente se trata de ríos de régimen torrencial muy esporádico, que no han tenido aun la oportunidad de labrarse un cauce completo y que, al perder abruptamente el confinamiento que tenían en el trayecto montañoso, quedan sin capacidad de

transporte. En estos abanicos aluviales se depositan al mismo tiempo prácticamente todos los sedimentos que traiga el río, sin ninguna clasificación por tamaños, por lo que en ellos puede encontrarse depósitos muy heterogéneos, con abundancia de grava, arenas y limos.

El viento es otro elemento de transporte fundamental; arrastra sobre el suelo partículas relativamente gruesas y suspende y transporta limos y arenas muy finas. La distancia de acarreo depende del tamaño de la partícula y de la fuerza del viento: varía desde pequeños trechos de algunos metros, hasta muchos kilómetros.

Un depósito eólico muy típico es el loes. El origen de los loes suele estar en depósitos glaciares o en zonas desérticas, a partir de los cuales sobrevino el transporte del viento; el loes primario está formado por partículas de limo tal como el viento las depositó, sin ninguna alteración química posterior, en tanto que en el loes secundario ha habido ya alteración química, generalmente por el agua. El predominio, de las partículas de limo es grande en todos los loes, pues las arenas generalmente son demasiado gruesas para sufrir tanto transporte aéreo y las arcillas se defienden mucho más del embate del viento. Al depositarse, las partículas adquieren una estructura pánaloide extremadamente suelta, en cuyos nexos suelen depositarse arcillas, carbonatos de calcio y óxidos de hierro, que dan al conjunto buena estabilidad, que se pierde si el agua lava y disuelve esas ligas. Por esta causa, muchos ingenieros prefieren, con razón, exponer los loes en cortes verticales, obteniendo mejores resultados que con taludes inclinados, más expuestos a las lluvias.

Los loes son buenos y abundantes bancos para material de terracería, pero pueden presentar problemas de rebote elástico cuando se usan en la capa subrasante, por lo que no conviene aceptarlos para este fin sin pruebas especiales. En general, el material es muy sensible a la compactación, la cual puede mejorar grandemente su comportamiento mecánico. Como quiera que los loes aparecen en amplias extensiones y depósitos profundos, en las zonas cubiertas por ellos no suelen aparecer otros materiales, por lo que éstos deberán buscarse o fuera de la formación o en cerros no cubiertos; por su gran porosidad, las aguas superficiales se infiltran, de manera que en las zonas de loes, sobre todo primarios, tampoco habrá arroyos susceptibles de proporcionar gravas o arenas.

Otra formación eólica típica son los médanos de arena, fuente obvia de este material, aunque la cantidad que puede obtenerse no está muchas veces en correspondencia con la calidad, pues la arena resulta demasiado uniforme para muchos usos.

Los depósitos glaciares son otra fuente posible de materiales para construcción, aun cuando en México sean escasos. Pueden ser formados directamente por el hielo en movimiento o por las aguas del deshielo. Generalmente, en el primer caso, son depósitos muy

heterogéneos que adquieren la forma de un conjunto de boleos, empacados en una matriz areno-arcillosa. En el caso de los depósitos formados por el agua de deshielo, su naturaleza es mucho más parecida a un depósito fluvial, si bien la capacidad de arrastre de gruesos es en los glaciares, mayor.

Los suelos residuales constituyen otra frecuente fuente de materiales para construcción, cuya naturaleza varía mucho de acuerdo con la naturaleza de la roca madre y el grado de alteración sufrido. En general, las rocas sedimentarias producen suelos muy arcillosos, exceptuando las rocas muy silíceas. Las rocas ígneas pueden producir suelos arenosos o arcillosos dependiendo de lo seco o húmedo que sea el ambiente de alteración; las rocas de naturaleza ácida tienen mayor tendencia a producir suelos granulares, en tanto que las de naturaleza básica devienen casi siempre en arcillas.

Es común que los suelos residuales contengan partículas de todos los tamaños, puesto que no han sufrido ningún proceso de selección como los que producen los medios de transporte ya anteriormente tratados. Dependiendo del tamaño predominante, estas formaciones residuales pueden ser fuentes de abastecimiento de materiales para terracerías o subrasantes. En general, para este último caso es necesario someterlos a un proceso de eliminación a mano de fragmentos de roca más o menos intemperizada, mayores que 7.5 cm. De algunos suelos residuales provenientes de rocas muy silíceas o poco alteradas, es posible obtener materiales para sub-bases o bases, especialmente si se van a tratar con cemento o cal, sometiéndolos a procesos de lavado, que eliminan sus finos o a trituración parcial que eliminen los tamaños mayores que los convenientes.

En la búsqueda de materiales para pavimentación, una fuente indiscutible la constituyen las formaciones rocosas sanas donde quiera que aparezcan, exceptuando naturalmente aquellas cuya naturaleza arcillosa no las hace adecuadas para estos fines. Estos materiales deberán ser triturados totalmente y, en algunos casos, sujetos a tratamientos especiales para mejorar alguna característica específica como, por



Preparación de un lecho de roca para su remoción con explosivos (Barrenación).

ejemplo, su afinidad con el asfalto. Durante la explotación de estos bancos deberá tenerse especial cuidado en evitar las zonas alteradas o la contaminación con arcilla que rellene fracturas o grietas, pudiendo llegarse en algunos casos al recurso del lavado para eliminar estos materiales indeseables.

Conviene dedicar algunos comentarios a algunos tipos de materiales especiales que se han utilizado con frecuencia en la técnica mexicana.

### 1. Conchuela

Se trata de formaciones de residuos calcáreos de conchas de moluscos, que se encuentran a veces en grandes volúmenes en zonas próximas al mar. Generalmente el material muestra un avanzado grado de alteración y está formado por pequeñas lajitas, fragmentos de la concha original. La granulometría del conjunto es defectuosa y no satisface requisitos de pruebas de desgaste. Sin embargo, la utilización de este material en calles, caminos y aun aeropistas ha dado resultados aceptables, inclusive en bases asfálticas, construidas por el método de mezcla en el lugar, sin adicionar a la conchuela ningún material pétreo.

### 2. Escorias de fundición

Son materiales frágiles, vidriosos y muy duros, que se trituran sin producción de finos, que se ha utilizado exitosamente como base de pavimento en muchas partes. Su excesiva dureza ha llegado a ser un inconveniente en la trituración.

### 3. Desperdicios de minas

Resultan abundantes en las regiones mineras. Son materiales pétreos que generalmente aparecen con la granulometría excesivamente uniforme, consecuencia del proceso industrial que los produjo; dependiendo de éste, el tamaño de las partículas puede variar mucho, desde el correspondiente a las arenas muy finas hasta 5 ó 7 cm.

## XII-5 EXPLOTACION DE BANCOS

La explotación de bancos de roca o suelo se hace utilizando determinados equipos con características y usos bien establecidos por la experiencia previa de construcción. La selección de equipo adecuado para un caso particular será función de tres factores fundamentales:

- La disponibilidad de equipo.
- El tipo de material por atacar.
- La distancia de acarreo del material.

Establecida la clase de equipo, su tamaño es sobre todo función del volumen de la obra por ejecutar.



**TABLA XII-5.**

**Equipo común para explotación de bancos y transporte de materiales**

Tipo de material	Despalme y limpieza (Si se requiere)	Preparación del banco	Excavación y carga		Transporte	
			Tamaño máximo (m)	Equipo	Distancia (m)	Equipo
<b>ROCAS</b>						
Roca sana (Superficialmente alterada)	Tractor de orugas con cuchilla frontal, inclinable	Barrenación y tronado de acuerdo al tipo de roca y al tamaño máximo por obtener	$0.75 < x < 2.00$	Pala mecánica	Menos de 150	Volquete o camión
			$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	De 150 a 2,500	Vagoneta o camión
			$0.075 < x < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	De 2,500 a 100,000	Camión o remolque
Roca alterada (Superficialmente muy alterada)	Tractor de orugas o neumáticos con cuchilla frontal inclinable	Barrenación y tronado, escarificación y monco o sólo escarificación	$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
			$0.075 < x < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	De 150 a 2,500	Vagoneta o camión
					Más de 2,500	Camión o remolque
Roca muy alterada (Suelo y fragmentos chicos superficiales)	Tractor de orugas o neumático, con cuchilla frontal inclinable o escrepa halada con tractor de orugas	Escarificación y monco o sólo escarificación	$0.075 < x < 0.75$	Pala mecánica o Cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
					De 150 a 2,500	Camión o vagoneta
					Más de 2,500	Camión o remolque
		Escarificación	$x < 0.075$	Escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de orugas o motoescrepa
			De 150 a 2,500	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa		

## SUELOS

	Tractor de orugas o neumático con cuchilla frontal inclinable	Escarificación y moneo	$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
		Escarificación	$0.075 < x < 0.30$		De 150 a 2,500	Camión o vagoneta
	Draga	Ninguno	$x < 0.075$ Bajo el N. A. F.	Draga de almeja o de arrastre	Más de 2,500	Camión o remolque
Aluviones	Fractor de oruga o neumático con cuchilla frontal inclinable o escrepa halada con tractor de oruga	Escarificación	$x < 0.075$ Sobre N. A. F.	Escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de orugas o motoescrepa
					De 150 a 2,500	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa
Arenas, limos y arcillas	Tractor de orugas o neumático con cuchilla frontal inclinable	Escarificación cuando compacto, cementado o duro	$x < 0.005$	Pala mecánica Motoelevadora Cargador frontal	Menos de 150 De 150 a 2,500 Más de 2,500	Camión o volquete Camión o vagoneta Camión o remolque
	Escrepa halada con tractor de oruga o motoescrepa tractor	Escarificación cuando compacto, cementado o duro	$x < 0.005$	Escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de oruga o motoescrepa
					De 150 a 250	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa
Draga de arrastre o de almeja	Ninguno	$x < 0.005$ Bajo el N. A. F.	Draga de arrastre o almeja	Menos de 150 De 150 a 2,500	Camión Camión o vagoneta	
Draga marina	Ninguno		Draga marina	Conducción hidráulica al tanque de sedimentación		



Banco típico de material para terracería.

del tiempo en que dicha obra debe realizarse y del espacio disponible para las maniobras.

En muchos países de desarrollo industrial limitado el aspecto de disponibilidad de equipo resulta decisivo. En la actualidad existen máquinas sumamente diversificadas, cuya utilización conjunta y racionalmente programada permite explotaciones muy eficientes y económicas, pero es norma común en muchas naciones el que no pueda disponerse en forma general de parques de maquinaria tan especializados; debe tenerse presente que, en esos países, la adquisición de máquinas es usualmente un renglón de importación que grava substancialmente un mercado de divisas que ha de cuidarse por muchas razones. De esta manera, haciendo a un lado algunas naciones de industrialización muy avanzada, lo común es que los procesos de explotación de bancos hayan de hacerse con base en algunos equipos tradicionales, de uso diverso y utilización frecuente. De hecho,

de ninguna manera debe excluirse la explotación manual, con pico y pala.

La tabla XII-5 presenta los equipos más comunes para la explotación de los bancos de materiales con que más frecuentemente trabaja el ingeniero de vías terrestres; en la misma tabla se anota el equipo de transporte usual, de acuerdo con la distancia de acarreo y el tipo de material.

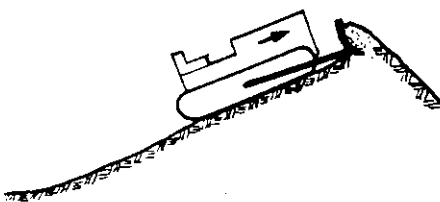
En la Fig. XII-7 se muestra en forma simplemente esquemática alguna de las operaciones que suele exigir la preparación de un banco, antes de ser explotado, que incluyen el desmonte y la limpieza superficial y un posible afloje del material para facilitar las maniobras de carga y transporte.

La Fig. XII-8 esquematiza alguno de los casos de explotación con pala mecánica, que es un equipo de uso frecuente (Tabla XII-5). El elemento de ataque de la pala es muy variable de acuerdo con la naturaleza y la posición relativa del banco. La cuchara normal se usa para cargar materiales rocosos o suelos, cuando están en frentes verticales o amontonados; la operación con draga de arrastre se utiliza cuando el material ha de ser recogido, como sucede cuando está a nivel inferior que la máquina o cuando está bajo agua; la almeja es útil cuando en una mezcla de abundantes fragmentos de roca y suelos, se desea seleccionar los primeros para su utilización.

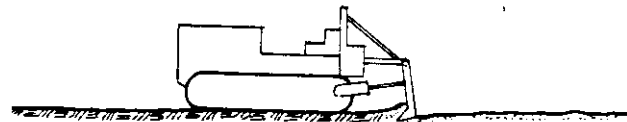
En la Fig. XII-9 se esquematiza el trabajo de un cargador frontal, muy utilizado en la práctica de las vías terrestres.

Las Figs. XII-10 y XII-11 muestran escrepas, que pueden ser autocargables o que sirven únicamente para transportar (vagonetas), pero que han de ser cargadas en una maniobra adicional.

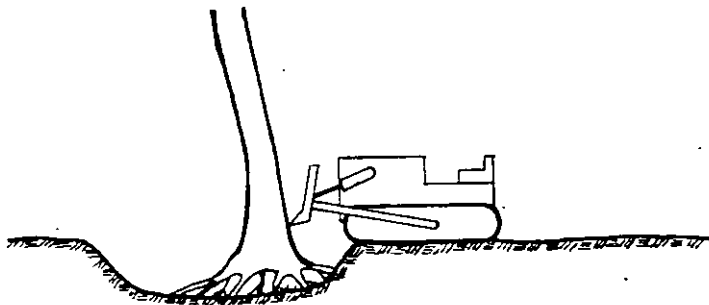
Es de señalar el uso cada vez mayor que se está



a) Limpieza del banco con tractor provisto de cuchilla frontal.



b) Preparación y afloje del banco con arado.



c) Desmonte.

Figura XII-7. Limpieza y preparación de un banco (Ref. 12).

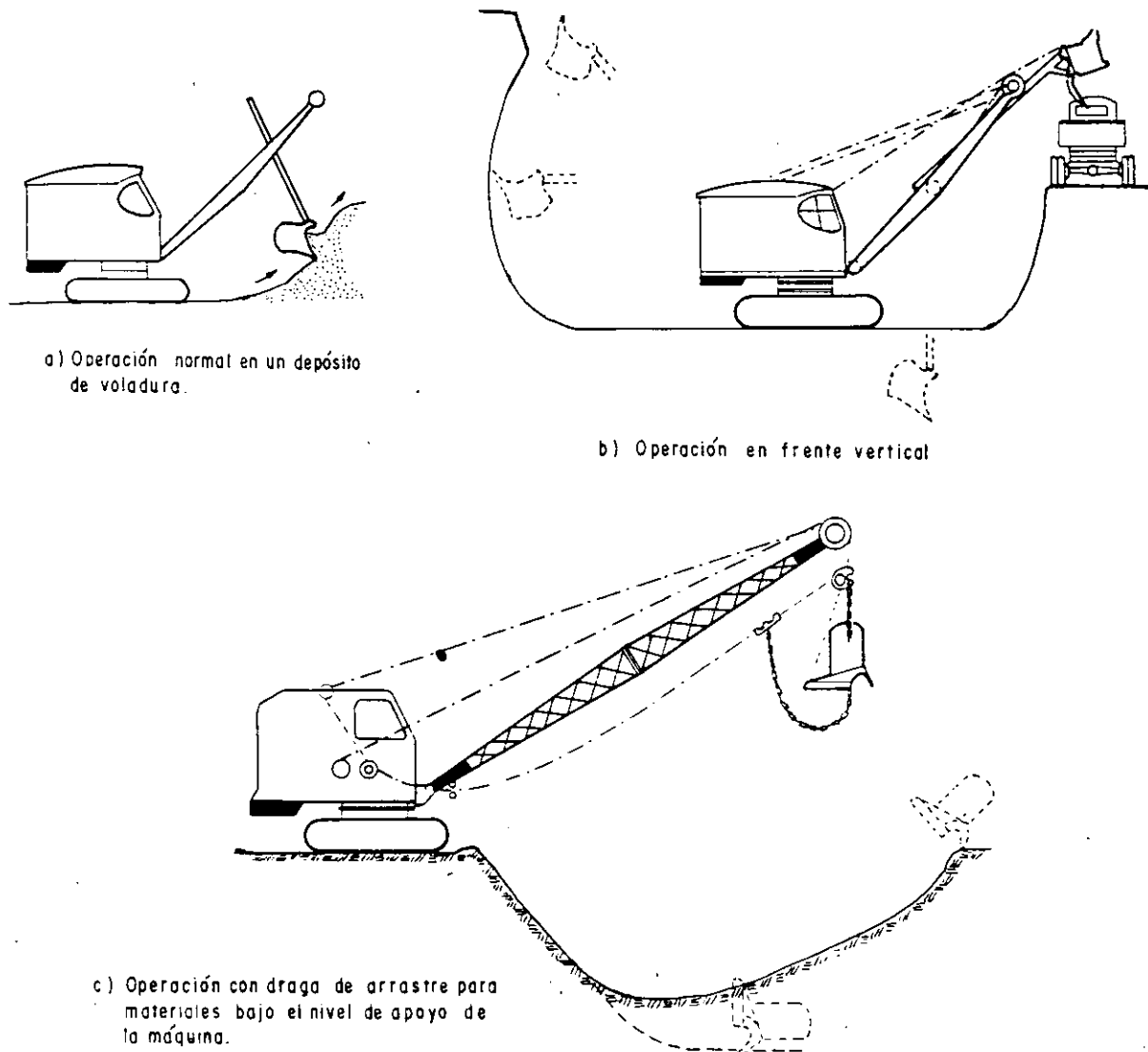


Figura XII-8. Explotación de un banco con pala mecánica.

haciendo de tractores pesados con arados para fragmentar los materiales hasta un grado tal que puedan ser removidos por el propio tractor o por otras máquinas, evitando así operaciones de barrenación y uso de explosivos, que siempre son más lentas y costosas. El tractor se utiliza también como máquina excavadora y empujadora, por efecto de su cuchilla frontal,

estando limitada la primera acción generalmente a no más de 50 cm; para estos trabajos suele recurrirse casi siempre al tractor de orugas, quedando reservado el de llantas neumáticas para maniobras de remolque de equipo de transporte a distancias cortas (entre 150 m y 2,500 m).

En la construcción pesada se impone cada vez más

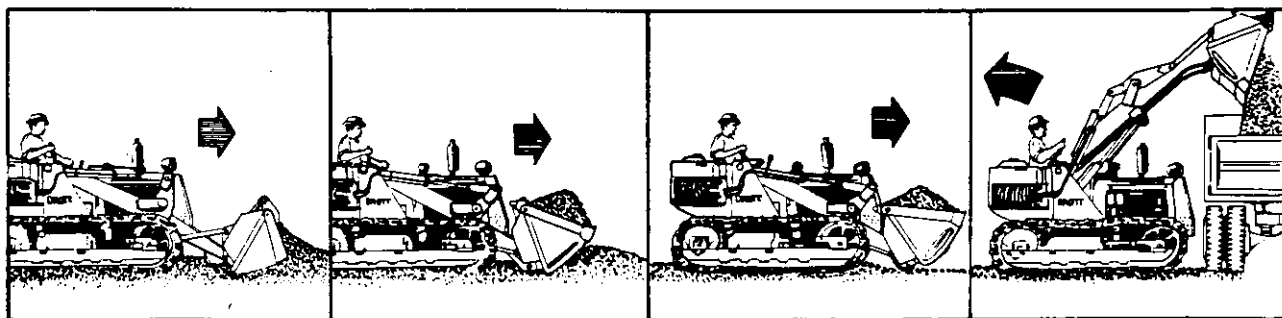


Figura XII-9. Trabajo de un cargador frontal en la explotación de un banco.

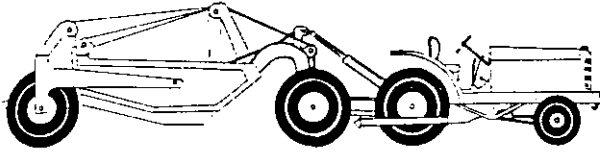


Figura XII-10. Croquis de una escrepa autocargable.

la utilización de escrepas auto-propulsadas y autocargables, cuando la naturaleza del material permite su operación, pues obviamente resultan equipos muy rápidos y versátiles en lo que se refiere tanto al material que con ellos se puede manejar, como a la distancia a que es económico efectuar el acarreo. Es frecuente que se ayude su capacidad de autocarga empujándolas con un tractor, el cual se emplea en la disgregación del material durante el tiempo de acarreo de la motoescrepa. Las escrepas no autopropulsadas se emplean remolcadas, generalmente por tractores de llantas y operan eficientemente en distancias de acarreo cortas.

También se ven cada vez con mayor frecuencia en los bancos de materiales cargadores frontales de brazos articulados, bien sea de orugas o sobre llantas: los primeros son más potentes y capaces de trabajar con fragmentos de roca más grandes o en terrenos más duros, pero los segundos son más rápidos en las idas y venidas y sobre todo en los giros. Acarreos muy cortos, de menos de cien metros se han hecho directamente con el cargador.

La pala mecánica exige frentes de ataque bien definidos y de volúmenes abundantes, de manera que no hayan de ser trasladadas con frecuencia. La gran mayoría opera sobre orugas, lo que permite que se adapten a cualquier tipo de terreno, aún con pendientes muy fuertes, conservando siempre buena estabilidad; las palas sobre llantas tienen mucha mayor capacidad de traslación, pero son inferiores en las cualidades nombradas inmediatamente atrás.

El transporte de los materiales suele hacerse en las vías terrestres casi universalmente en camión. Se exceptúan los acarreos muy cortos o los muy largos; en los primeros, como se dijo, pueden utilizarse vagonetas haladas por tractor de llantas u otros elementos similares, en tanto que en los acarreos muy largos, el ferrocarril o el transporte fluvial o marítimo suelen ser más económicos.

En la explotación de los bancos es fundamental establecer una relación adecuada entre la capacidad de las máquinas removedoras y excavadoras y los elementos de transporte; sólo así podrán evitarse costosas interferencias o tiempos ociosos. Conviene que la

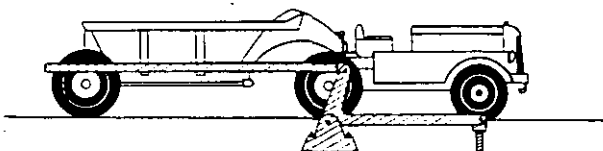
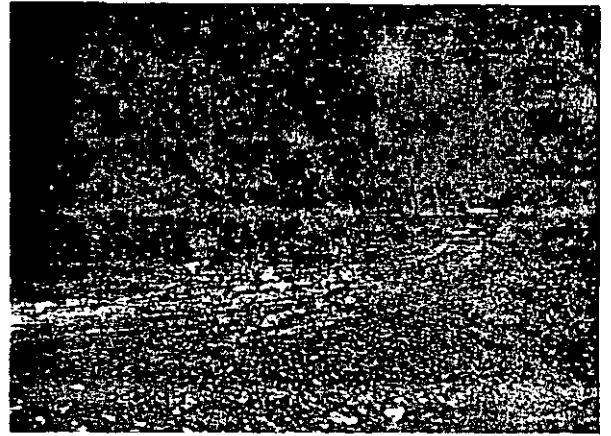


Figura XII-11. Croquis de una vagoneta para transporte de material.



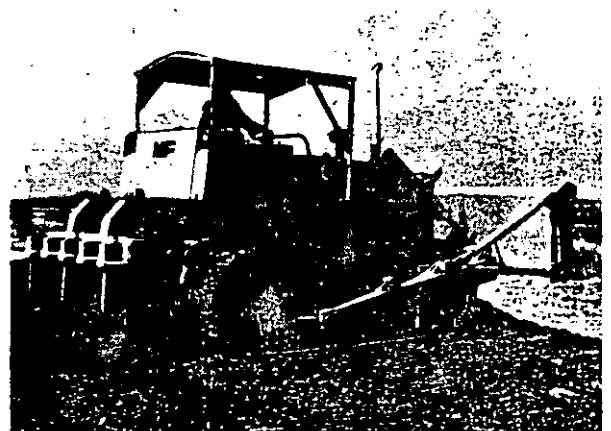
Explotación de suelos.

capacidad de la caja de los vehículos transportadores sea un múltiplo entero de la capacidad del elemento que excava o carga.

Un aspecto fundamental de la explotación de bancos de roca lo constituyen las operaciones de barreración y uso de explosivos, que no serán tratadas en este lugar, pues constituyen toda una tecnología específica fuera del campo de acción de la Mecánica de Suelos aplicada. Obras especializadas, tales como por ejemplo la Ref. 13, podrán ser de ayuda a los ingenieros especialmente interesados en estos problemas.

Existen algunos casos especiales en la explotación de bancos que se presentan con cierta frecuencia y que ameritan un comentario particular.

En el caso de materiales para terracerías, a veces se explotan bancos en que se presentan en un mismo frente varios estratos de materiales todos aprovechables, pero de diferente calidad. En estos casos suele convenir efectuar la explotación de manera que se produzca la máxima mezcla posible de las distintas calidades, para llegar a un producto final lo más



Tractor equipado con arado para fragmentación de materiales térreos y rocas alteradas.



Halado de escarpa con tractor.

homogéneo posible. De otra manera se tendrán aleatoriamente situados en el cuerpo de la terracería capas de diferente comportamiento, lo cual nunca es conveniente.

En algunas zonas cársticas, de las que la Península de Yucatán es un buen ejemplo, existen grandes planicies en que los materiales aprovechables para terracerías (materiales más o menos finos de origen calizo, denominados sascab en el caso particular de Yucatán al que se ha hecho referencia) están situados bajo una costra de roca caliza, de espesor comprendido entre uno y uno y medio metros. Para poder extraer el material subyacente, ha de romperse la coraza que lo protege, lo que exige barrenación y explosivos. En estas zonas no es posible pensar en préstamos laterales y convendrá siempre recurrir a préstamos de banco, en los que rompiendo el área superficial mínima pueda obtenerse el máximo volumen del material, profundizando la excavación; lo anterior, a causa de lo cara que suele resultar la operación con explosivos. En estas zonas planas, los terraplenes nunca son altos y el uso de la roca caliza en ellos exige una fragmentación muy importante que no suele ser económica, pues el rendimiento de los



Explotación de un banco con pala mecánica.

explosivos en esta coraza de pequeño espesor es muy bajo; generalmente resulta preferible desperdiciar este material rocoso, retirándolo en grandes fragmentos.

La construcción de terraplenes ligeros, que suelen demandar los proyectos de terraplenes sobre suelos muy blandos y compresibles, suele imponer condiciones limitativas importantes en el uso de bancos de materiales y largas distancias de acarreo. El tezontle, espuma porosa de basalto, es un material muy utilizado en México para estos fines y en relación al cual hay, correspondientemente, bastante experiencia y mucha confianza. Los bancos de tezontle suelen presentar el problema de estar contaminados por frentes de basalto sano, de alto peso volumétrico, que, por lo tanto, deberán ser cuidadosamente evitados. En otras ocasiones aparecen mezclados en el tezontle grandes fragmentos de basalto, que han de ser removidos. Otras veces, los bancos de tezontle se presentan en frentes muy altos y son atacados por arriba, por razones de seguridad; como consecuencia, el material rueda mucho antes de amontonarse en el piso y ocurre que este tratamiento produce un excesivo porcentaje de polvos, que incrementa el peso volumétrico del suelo por arriba de lo conveniente. Frecuentemente este problema se conjura con una explotación ingeniosa, produciendo rampas tendidas



Un gran banco de tezontle.

en que el material rueda poco y que, a la vez, puedan ser explotadas desde abajo sin riesgo, pero frecuentemente también, esta situación obliga al cribado del material.

En muchas llanuras costeras, en zonas pantanosas o en antiguas cuencas lacustres es común que no se encuentre superficialmente materiales de calidad apropiada para terracerías y, menos aún, para pavimentos. Ya se mencionó que en estos casos conviene localizar elevaciones y otros en que la probabilidad de encontrar materiales de mayor calidad será mucho mayor, pero si estos accidentes no existen ha de recurrirse a la explotación de materiales en elevaciones mínimas o en terrazas y ocurre que usualmente los suelos están demasiados húmedos, lo que no sólo impide su utilización inmediata, sino también la operación del equipo de explotación. En circunstancias como ésta, se ha encontrado útil abrir en cada banco varios frentes de ataque, extrayendo de cada uno capas de no más de 50 cm de espesor y procediendo alternadamente en los diversos frentes. Al dejar un frente sin ser atacado durante varios días, se logra que se seque por evaporación superficial y quede en condiciones de que se le extraiga una nueva capa.

En zonas lluviosas en que se trabaje por el método del préstamo lateral, se ha encontrado ventajoso iniciar la excavación en la parte más alejada del camino, a fin de que no se produzcan lugares de tránsito imposible en puntos intermedios del recorrido de acarreo.

En ocasiones, cuando se explotan bancos de suelos muy finos, resulta conveniente programar las operaciones de excavación de manera tal, que sea posible agregarles en el banco el agua necesaria para su compactación posterior en el terraplén. Como se sabe, los suelos muy finos, del tipo de las arcillas muy plásticas, poseen una baja permeabilidad y, por lo tanto, la incorporación de agua requiere de un tiempo considerable, siendo prácticamente imposible lograrla en el terraplén. Así, en algunos casos se ha encontrado satisfactorio inundar una cierta parte del banco o bien remover el material y apilarlo por capas delgadas a las que se les agrega el agua por el método de aspersión; transcurrido el tiempo necesario para la incorporación del agua, se carga el material y se transporta al sitio en que ha de ser utilizado, debiendo ser compactado de inmediato para evitar la pérdida de agua por evaporación.

Un caso similar al anterior se presenta cuando el material muy fino de un determinado banco contiene una cantidad apropiada de agua para su compactación. En este caso, deberán programarse las operaciones de manera que no se pierda dicha agua, ni en el banco, ni en el terraplén. Ha ocurrido que en un caso como el comentado anteriormente, una mala programación de los trabajos permitió, una vez abierto el banco y tendido el material en el terraplén, su secado durante un considerable lapso, habiéndose formado terrones muy duros, a tal grado difíciles de dis-



Almacenamiento de materiales para pavimento.

gregar y humedecer, que fue preferible desechar todo este material.

Los bancos localizados en depósitos fluviales deberán ser atacados en la época en que el río conserva los niveles más bajos, pues se corre el riesgo de que su explotación se vea imposibilitada durante las grandes avenidas, interrumpiendo el avance de toda la obra. Asimismo, un inconveniente adicional se encuentra en la contaminación que pueden sufrir los materiales por los suelos finos en suspensión que arrastran los ríos durante sus crecientes.

Algunos materiales, como los de composición calcárea, debido a su poca dureza, sufren una degradación importante en las manipulaciones necesarias para su carga, transporte, etcétera, por lo que, en estos casos, deberán evitarse todas las manipulaciones como almacenamientos provisionales o traslados de un depósito a otro, etcétera.

Durante la explotación de bancos de roca, en la que el estrato aprovechable se encuentra cubriendo otro de características inadecuadas, por ejemplo, una corriente de lava sobre una capa de arcilla, deberá atacarse el banco de manera que siempre se tenga sobre el piso constituido por el material inadecuado, una capa de por lo menos 30 a 50 cm de rezaga del propio banco, para evitar posibles contaminaciones.

Por último, se encuentra conveniente un comentario sobre el manejo de materiales almacenados para su posterior utilización. Todos los materiales constituidos por partículas de diferentes tamaños, tienden siempre a segregarse cuando se les coloca en un depósito, dejándolos caer desde la parte alta sobre el talud del mismo. Para corregir dicha segregación al cargar nuevamente el material deberá tomarse éste desde la parte baja, mezclando así todos los tamaños que presenta el frente completo del depósito y nunca mediante capas horizontales tomadas de la parte superior del depósito.

## XII-6 ALTERACION DE ROCAS E IDENTIFICACION DEL GRADO DE ALTERACION

Tiene interés analizar, aunque sea someramente,



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LAS CARRETERAS**

Del 9 al 11 de Noviembre de 1994

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

**MATERIAL DIDACTICO**

**Ing. Luis Domínguez Pommerencke  
Cd. Victoria, Tamps.**

**1994**



SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES  
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

# NORMAS DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

## CONTENIDO

01	INTRODUCCION
02	CONTROLES Y CRITERIOS DE PROYECTO
03	ELEMENTOS BASICOS PARA EL PROYECTO
04	ELEMENTOS DE LA SECCION TRANSVERSAL
05	AUTOPISTAS
06	LIBRAMIENTOS
07	INTERSECCIONES A NIVEL
08	PASOS Y ENTRONQUES A DESNIVEL
09	SERVICIOS COMPLEMENTARIOS
10	IMPACTO AMBIENTAL

OCTUBRE DE 1994

N O R M A S    S . C . T .  
LIBRO 2  
P R O Y E C T O  
PARTE 2.02  
PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

TITULO 2.02.01  
INTRODUCCION

## CAPITULO 001 ANTECEDENTES

Durante muchos años, la referencia principal utilizada por los proyectistas de carreteras, ha sido el Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras editado por la SCT en 1971. Hay que reconocer que dicho Manual ha venido cumpliendo una función vital como auxiliar de los técnicos responsables de esta actividad, en México y en varios países de Latinoamérica. Además, su carácter didáctico ha servido para difundir esta disciplina en el ámbito académico.

Varios años después, se recogen los aspectos esenciales de índole práctico, relacionados con el proyecto de los elementos básicos del alineamiento horizontal y vertical de una carretera. Es así que en 1984, salen a la luz las Normas de Proyecto Geométrico de Carreteras, que forman parte de las Normas de Servicios Técnicos de la SCT.

## CAPITULO 002 CONSIDERACIONES GENERALES

Sin dejar de reconocer el indudable valor de los documentos citados anteriormente, se ha estimado conveniente preparar una nueva versión de las Normas de Proyecto Geométrico de Carreteras con una perspectiva y enfoque diferentes que permitan desarrollar los proyectos sin las restricciones que normalmente impone una normatividad convencional.

En estas Normas, concebidas con un carácter conceptual, se establecen los criterios técnicos esenciales que pueden servir de orientación en el proyecto. Su contenido se ha despojado del sentido obligatorio con objeto de que el proyectista pueda desarrollar su trabajo con entera libertad y creatividad.

Con el fin de no perder ese carácter conceptual, se ha tratado en lo posible, de evitar desarrollos matemáticos extensos que pretendan deducir fórmulas o expresiones ya conocidas, sin embargo para aclarar dudas que pudieran surgir, al final de cada Título de estas Normas se incluyen varias referencias bibliográficas sobre el tema.

Cuando se ha reconocido su utilidad práctica y su aplicación en nuestro medio, se han incorporado aquellos conceptos sobre proyecto geométrico que han surgido en los últimos años. Los aspectos de naturaleza invariable relacionados con el proyecto geométrico se han tomado del Manual Geométrico de Carreteras y de las actuales Normas de Servicios Técnicos.

En diferentes partes del cuerpo de estas Normas se ha enfatizado la conveniencia de que el Proyecto Geométrico de Carreteras se contemple no como un fin, sino como el medio para lograr que el transporte de personas y mercancías se haga en las mejores condiciones de eficiencia y seguridad. En estas circunstancias, más allá del simple objetivo de

realizar proyectos que conduzcan a obras con el menor costo posible, se destaca la necesidad de analizar en cada caso, las implicaciones que pudieran tener los distintos rasgos del Proyecto sobre la operación del transporte. Ahorros aparentemente considerables en costos iniciales de construcción pueden tener, en el largo plazo, consecuencias negativas incalculables que pueden afectar a la economía nacional al hacerse extensiva esta práctica.

Se han incorporado también, los resultados de las investigaciones realizadas por el Instituto Mexicano del Transporte sobre aspectos tales como: relación peso/potencia de los vehículos de carga que circulan en la red nacional de carreteras, comportamiento de los camiones en pendientes ascendentes, capacidad vial en carreteras de dos carriles y aspectos relacionados con el proyecto del tercer carril de ascenso en carreteras de dos carriles.

Tomando en cuenta el intenso desarrollo que está experimentando la red de autopistas, se ha incluido un título específico que enfatiza los aspectos relevantes de este tipo de vías y uno sobre entronques y pasos a desnivel que complementa al anterior y que contiene un gran número de ejemplos y soluciones geométricas de intersecciones.

Considerando la importancia que tiene la integración de las carreteras en el medio urbano, las Normas contemplan aspectos relacionados con el proyecto de libramientos que consideren el tránsito de paso y el acceso controlado del flujo vehicular hacia y desde el área urbana.

Se incluyen también los criterios que conviene incorporar al Proyecto Geométrico para no afectar el patrimonio histórico y ecológico en el entorno de las obras que se pretendan construir, y un título dedicado al proyecto de los servicios complementarios que deben proporcionarse a S los usuarios de las carreteras. ▲

N O R M A S    S . C . T .  
LIBRO 2  
P R O Y E C T O  
PARTE 2.02.02  
PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

TITULO 2.02.02  
CONTROLES Y CRITERIOS DE PROYECTO

## **CAPITULO 001 INTRODUCCION**

En este capítulo se discuten aquellas características de los vehículos de los peatones y del tránsito que intervienen en el desarrollo de criterios para la optimización o mejoramiento del proyecto geométrico de carreteras.

## **CAPITULO 002 VEHICULOS DE PROYECTO**

### **002.A Características Generales.**

Las características físicas de los vehículos y la proporción de los diferentes tamaños de vehículos que usan las carretas, son controles indispensables en el proyecto geométrico. Es necesario por consiguiente, que todos los tipos de vehículos sean agrupados en clases generales para establecer el tamaño de los vehículos representativos dentro de cada clase. Los vehículos de proyecto elegidos son aquellos cuyo peso, dimensiones y características de operación se utilizan como controles de proyecto para acomodar una clase determinada de vehículos. Cada vehículo de proyecto posee dimensiones físicas más grandes y radios de giro mayores que casi todos los vehículos en su clase. En autopistas, por ejemplo, se da cabida usualmente a los vehículos de proyecto más grandes. En la Tabla 2-1, se muestran las dimensiones máximas autorizadas a los vehículos que circulan en la Red Nacional de Carreteras. (Referencia 2-5). Y otras dimensiones asociadas a los vehículos de proyecto, obtenidas directamente en el campo.

Para fines de proyecto geométrico de carreteras, se han seleccionado dos clases generales de vehículos: 1) vehículos ligeros (automóviles, camionetas y vehículos ligeros de reparto) y 2) vehículos pesados (todos los tipos de camiones de dos o más ejes y autobuses). Las dimensiones de los vehículos representativos dentro de estas dos clases generales se muestran en la tabla 2-2.

En el proyecto de cualquier carretera se elegirá aquel vehículo de proyecto de dimensiones más grandes, con probabilidad de circular con mayor frecuencia, o un vehículo de proyecto cuyas características especiales tengan que ser tomadas en cuenta en el dimensionamiento de ciertos elementos críticos como son el radio en intersecciones o el radio de curvatura en carreteras.

### **002.B Trayectorias de Giro Mínimas.**

Las dimensiones principales que afectan el proyecto son el radio de giro mínimo, la distancia entre la huella de las llantas, la distancia entre ejes extremos y la trayectoria de la llanta trasera interna. Se supone que el efecto de las características de conducción del vehículo y el ángulo de las

Tipo de Vehículo	Símbolo	Dimensiones (m) <sup>(1)</sup>									
		Ancho Max.	Largo		Alto Max.	DE		VD Max.	VT Max.	LR	LS
			Min.	Max.		Min.	Max.				
Vehículos ligeros											
Automóvil particular	Ap	2.14	nd	5.80	1.67	nd	3.35	0.92	1.53		
Autobuses de pasajeros											
Autobús integral 2 ejes	B2	2.60	12.50	14.00	4.15	5.80	6.40	2.30	3.30		
Autobús convencional 2 ejes	B2c	2.60	12.50	14.00	4.15	6.00	7.90	0.90	3.05		
Autobús integral 3 ejes	B3	2.60	12.50	14.00	4.15	7.50	8.00	2.40	3.20		
Autobús integral 4 ejes	B4	2.60	12.50	14.00	4.15	nd	nd	nd	nd		
Camiones sencillos de carga											
Camión de 2 ejes	C2	2.60	12.50	14.00	4.15	3.10	7.00	1.00	3.20		
Camión de 3 ejes	C3	2.60	12.50	14.00	4.15	6.10	7.10	1.20	2.80		
Camión de 4 ejes	C4	2.60	12.50	14.00	4.15	nd	nd	nd	nd		
Camiones articulados de carga											
Camión de 2 ejes con remolque de 2 ejes	C2-R2	2.60	22.50	31.00	4.15	nd	nd	nd	nd	nd	
Camión de 3 ejes con remolque de 2 ejes	C3-R2	2.60	21.50	28.50	4.15	nd	25.10	1.30	2.20	14.00	
Camión de 3 ejes con remolque de 3 ejes	C3-R3	2.60	21.50	28.50	4.15	nd	22.90	1.03	2.30	15.00	
Tractor de 2 ejes con semiremoque de 1 eje	T2-S1	2.60	16.50	20.80	4.15	nd	nd	nd	nd		nd
Tractor de 2 ejes con semiremoque de 2 ejes	T2-S2	2.60	16.50	20.80	4.15	nd	nd	nd	nd		nd
Tractor de 3 ejes con semiremoque de 2 ejes	T3-S2	2.60	16.50	20.80	4.15	14.20	17.00	1.30	2.10		14.60
Tractor de 3 ejes con semiremoque de 3 ejes	T3-S3	2.60	16.50	20.80	4.15	17.70	14.60	1.20	1.50		14.60
Tractor de 3 ejes con semiremoque de 1 eje y remolque de 2 ejes	T3-S1-R2	2.60	23.50	31.00	4.15	nd	nd	nd	nd	nd	nd
Tractor de 2 ejes con semiremoque de 2 ejes y remolque de 2 ejes	T2-S2-R2	2.60	23.50	31.00	4.15	nd	nd	nd	nd	nd	nd
Tractor de 2 ejes con semiremoque de 1 eje y remolque de 2 ejes	T2-S1-R2	2.60	23.50	31.00	4.15	nd	nd	nd	nd	nd	nd
Tractor de 3 ejes con semiremoque de 2 ejes y remolque de 2 ejes	T3-S2-R2	2.60	23.50	31.00	4.15	nd	nd	nd	nd	nd	nd
Tractor de 3 ejes con semiremoque de 2 ejes y remolque de 3 ejes.	T3-S2-R3	2.60	23.50	31.00	4.15	nd	nd	nd	nd	nd	nd
Tractor de 3 ejes con semiremoque de 2 ejes y remolque de 4 ejes	T3-S2-R4	2.60	23.50	31.00	4.15	26.12	31.00	1.20	1.03	9.14	14.60

(1) Las dimensiones de ancho, largo y alto, son las autorizadas por la SCT en el "Reglamento de Pesos y Dimensiones de 1994", las demás (DE, VD, VT, LR y LS) son dimensiones obtenidas en campo.

DE = Distancia entre ejes.

VD = Vuelo delantero.

VT = Vuelo trasero.

LR = Longitud del remolque.

LR = Longitud del semiremolque.

nd = no disponible.

**Tabla 2-1. Dimensiones principales de los vehículos que circulan por la red nacional carretera.**

CARACTERISTICAS	VEHICULO DE PROYECTO				
	DE-335	DE-610	DE-1220	DE-1525	DE-2520
Longitud total del vehículo	580	1050	1525	1800	2720
Distancia entre ejes extremos del vehículo	335	610	1220	1525	2520
Vuelo delantero	92	150	122	110	100
Vuelo trasero	153	290	183	165	100
Ancho total del vehículo	214	250	255	255	255
Entrevía del vehículo	183	250	255	255	255
Altura total del vehículo	167	350	410	410	410
Altura de los ojos del conductor	107	205	250	250	250
Altura de los faros delanteros	61	105	112	112	112
Altura de los faros traseros	61	125	100	100	100
Angulo de desviación del haz de los faros	1°	1°	1°	1°	1°
Radio de giro mínimo	732	1281	1220	1372	nd
Relación Peso/Potencia	nd	180	210	210	210
Vehículos representados por el proyecto	Ap	B2, B3 C2, C3	T2-S1 T2-S2	T3-S2 T3-S3	T3-S2-R4
Por ciento del total de vehículos pesados	--	57	1	39	▲ 2

Tabla 2-2 Características de los principales vehículos de proyecto.



llantas, se minimizan si se supone que la velocidad del vehículo en los giros más cerrados es inferior a 15 km/h. Los requerimientos de proyecto para camiones y autobuses son mucho más severos que para automóviles. Los camiones y autobuses son más anchos, tienen entrevías más grandes y radios de giro mínimos mayores. Estas son las principales dimensiones que afectan el proyecto del alineamiento horizontal de las carreteras.

Los radios de giro mínimo y las longitudes de transición que se muestran, corresponden a giros realizados a menos de 15 km/h. Mayores velocidades requieren de curvas de transición más largas y de radios de giro mínimos mayores, aunque algunos conductores son capaces de reducir estos radios.

A título de ejemplo, en la Figura 2-1, se muestran las principales dimensiones del vehículo de proyecto DE-610, así como su radio de giro mínimo y las trayectorias de las ruedas para un giro de 180°. Estas trayectorias, para unidades combinadas o articuladas, se obtienen de modelos a escala y dibujos de computadora. Las trayectorias para otros vehículos pueden consultarse en las Referencias 2-1 y 2-3.

#### **002.C Aceleración y Desaceleración.**

La capacidad de aceleración y desaceleración de los vehículos, son parámetros críticos en el diseño de una carretera. Estos gobiernan a menudo ciertos elementos del proyecto como intersecciones, rampas en autopistas, carriles de ascenso y bahías para autobuses. En general, el proyecto será controlado por los camiones y autobuses debido a sus mayores relaciones peso/potencia.

#### **002.D Contaminación Vehicular.**

Los contaminantes que emiten los vehículos de motor y su impacto en los usos del suelo adyacentes son factores que afectan el proyecto de una carretera. Al circular, los vehículos emiten contaminantes a la atmósfera y transmiten ruido al área circundante. El proyectista debe reconocer estos impactos y evaluarlos durante el proceso de selección de alternativas. Hay muchos factores que afectan la emisión de contaminantes, entre ellos están la mezcla de vehículos de diferentes tipos, la velocidad, la temperatura ambiente, la edad de los vehículos y los vehículos que operan con el motor frío, especialmente en áreas urbanas.

El ruido del motor es generado por el funcionamiento del equipo dentro del vehículo, por su aerodinámica, por la acción de las llantas sobre el camino y en áreas metropolitanas, por el accionar de los frenos, el escape del motor, bocinas y sirenas de los vehículos de emergencia. Los camiones, particularmente los más pesados propulsados por diesel, presentan los problemas más difíciles de ruido en una

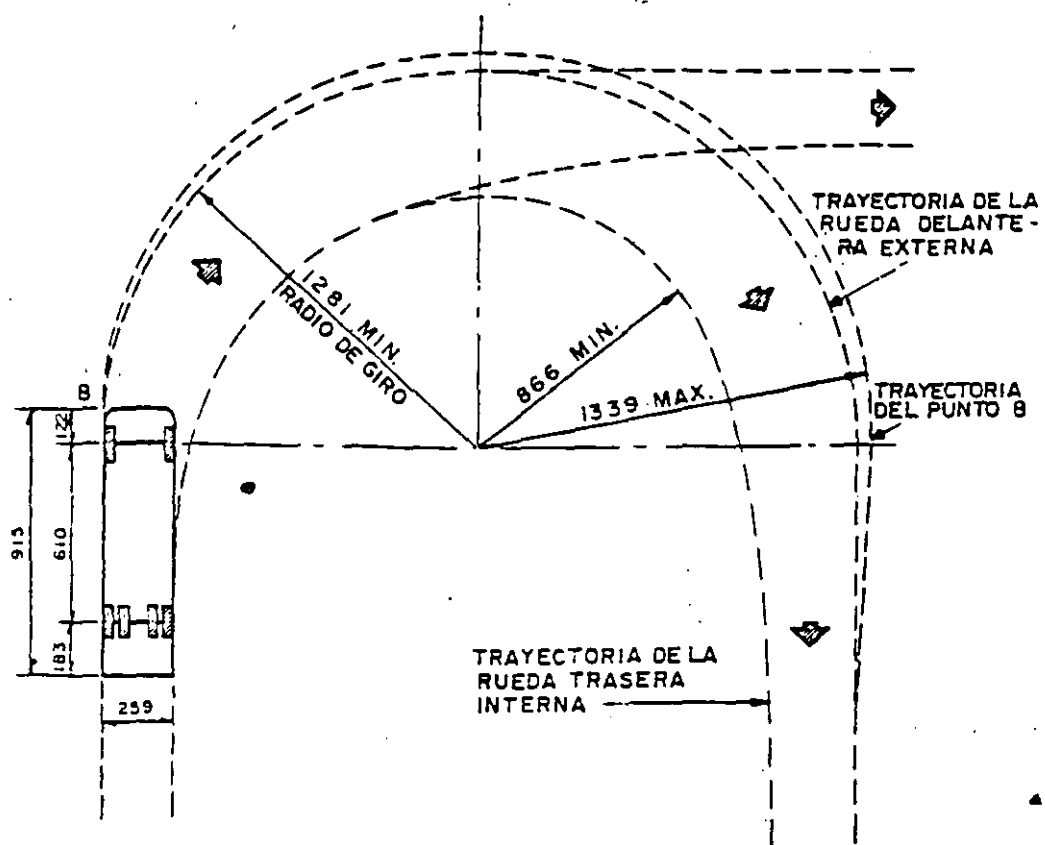


Figura 2-1 Trayectoria del vehículo de proyecto DE-610.

carretera. El desarrollo de motores más potentes ha incrementado por lo general el ruido. Una pendiente pronunciada tiene poca influencia en el ruido de automóviles pero puede incrementar los niveles de ruido producido por los camiones.

La calidad del ruido depende del número y condiciones de operación de los vehículos; la trayectoria y amplitud del ruido varía según las características de proyecto de la carretera. El proyectista deberá involucrarse en la localización de la carretera y considerar los efectos que el diseño puede tener en el ruido que perciben las personas que residen o trabajan en las cercanías.

## **CAPITULO 003 DESEMPEÑO DEL CONDUCTOR**

### **003.A Introducción.**

La correcta apreciación de ciertas características del conductor, es esencial para lograr un proyecto y operación apropiados de la carretera. Las condiciones de seguridad y de eficiencia que pueda ofrecer una carretera dependerán en buena medida de la calidad del proyecto desarrollado. Cuando los conductores utilizan una carretera cuyo diseño es compatible con sus capacidades y limitaciones, su desempeño puede ser mejorado sustancialmente. Cuando el proyecto es incompatible con los atributos de los conductores, se incrementa la probabilidad de que éstos cometan errores dando como resultado accidentes e ineficiencia en la operación. En los siguientes párrafos se da información que puede ser útil en el proyecto y operación de las carreteras. Se describe a los conductores en términos de su desempeño; como interactúan con el camino y su sistema de información y el porqué de los errores que cometen.

### **003.B Conducción del vehículo.**

La tarea de conducir puede ser compleja y demandante ya que deben realizarse varias actividades individuales simultáneamente. Esta acción ocurre a menudo a altas velocidades, bajo presiones de tiempo, en lugares desconocidos y bajo condiciones ambientales adversas.

Los errores al conducir ocurren porque el conductor no sabe lo que requiere, porque ciertas situaciones pueden propiciar sobrecarga o falta de atención y porque el diseño o la información que se le proporciona pueden causarle confusión.

### **003.C Elementos para Guiar al Conductor.**

El proyecto geométrico de la carretera y la operación del tránsito tienen el mayor efecto en la tarea de guiar a los conductores. Es necesario que los ingenieros y proyectistas estén conscientes de ello para que la acción de conducir un vehículo se haga en las mejores condiciones posibles.

**003.C.01 Ubicación en el Camino.-** Las decisiones del conductor para ubicarse en un carril y desplazarse detrás de otro vehículo, son básicas en la tarea de guiar a éste; los movimientos del volante y el juicio sobre la velocidad representan los elementos principales. El conductor usa un proceso de retroalimentación para seguir el alineamiento y la pendiente y mantenerse en el camino bajo las condiciones ambientales prevalecientes. Las decisiones para evitar obstáculos se integran a las actividades de conservar su carril y guardar la distancia con el vehículo que le precede. De esta manera, la tarea de guiar al conductor es permanente.

**003.C.02 Ubicación en la Corriente de Tránsito.-** Al conducir detrás de otro vehículo, los conductores modifican constantemente su velocidad para mantener una distancia de seguridad. Para ello, tienen que evaluar la velocidad del vehículo de adelante y la velocidad y posición de los otros vehículos en la corriente de tránsito y detectar, evaluar y responder continuamente a los cambios.

**003.C.03 Alcances y Rebases.-** Las decisiones de alcanzar y rebasar son aún más complejas requiriendo modificar su ubicación en el camino, al seguir a otro vehículo y en el control de la velocidad. Al rebasar los conductores tienen que juzgar la velocidad y aceleración potencial de su propio vehículo, la velocidad y el ritmo con que se acerca el vehículo que se aproxima así como la presencia de un espacio aceptable en la corriente de tránsito.

#### **003.D El Sistema de Información.**

El sistema de información de la carretera está constituido por los distintos elementos que orientan al usuario en su recorrido; las fuentes de información formalmente utilizadas son los dispositivos para el control del tránsito diseñados específicamente con ese propósito. Las fuentes informales incluyen ciertos elementos del proyecto como son las juntas de pavimento, las líneas de árboles y el propio tránsito. Conjuntamente ambas fuentes despliegan la información que requieren los conductores para guiar sus vehículos con seguridad; al interrelacionarse refuerzan y aumentan su utilidad al máximo.

**003.D.01 Dispositivos para el Control del Tránsito.-** Los dispositivos para el control del tránsito constituyen la guía y orientación que requieren los conductores. Incluyen información de carácter restrictivo, preventivo e información para guiar al conductor en su ruta. Los dispositivos como marcas en el pavimento y delineadores despliegan también información que hace más conspicuo el entorno durante el viaje.

**003.D.02 El Camino y su Entorno.-** La elección de velocidades y trayectorias depende de la capacidad que tengan los conductores para visualizar el camino. Los conductores deben ver el camino directamente enfrente de sus vehículos y con suficiente anticipación para predecir con un grado razonable de precisión las características del alineamiento, de la pendiente, de la anchura y de los demás elementos que conforman el camino.

**003.E Captación de Información.**

Al circular, los conductores realizan varias funciones casi simultáneamente. Dirigen su atención a las fuentes de información, toman numerosas decisiones y ejecutan las acciones de control necesarias. La información deberá estar siempre en el campo de visión del conductor, disponible cuando éste la requiera y en posición adecuada para captar su atención. Los conductores evalúan la información que reciben fijando su atención durante períodos cortos, cambiándola con frecuencia a fuentes alternas; algunas decisiones las toma inmediatamente y otras las retarda basándose en su juicio, capacidad de predicción y evaluación de las incidencias durante su viaje.

**003.E.01 Tiempo de Reacción.-** El tiempo de reacción de los conductores aumenta en la medida en que aumenta la complejidad de las decisiones y el contenido de la información. Mientras mayor sea el tiempo de reacción, más grande será la posibilidad de caer en el error. De acuerdo con investigaciones, algunos conductores requieren hasta 2.7 segundos para reaccionar y actuar ante situaciones simples e inesperadas. Si las decisiones son complejas con varias alternativas el tiempo de reacción puede ser varios segundos mayor. La figura 2-2 muestra esta relación para el 85 percentil de conductores.

**003.E.02 Prioridad.-** La prioridad se refiere a la importancia relativa que, para la seguridad del conductor, tiene la información que está compitiendo entre sí. Por consiguiente, el proyecto debe dirigir la atención del conductor hacia los elementos críticos de seguridad o fuentes de información con más alta prioridad.

**003.E.03.- Expectativas del Conductor.-** Las expectativas del conductor son resultado de su experiencia y entrenamiento. El conductor almacena en su acervo de conocimientos aquellas experiencias que han ocurrido generalmente de la misma manera y para las cuales ha tenido una respuesta.

La expectativa se refiere a la rapidez del conductor para reaccionar de manera predecible y adecuada ante situaciones comunes. Reforzar sus expectativas ayuda a los conductores a responder rápida y correctamente.

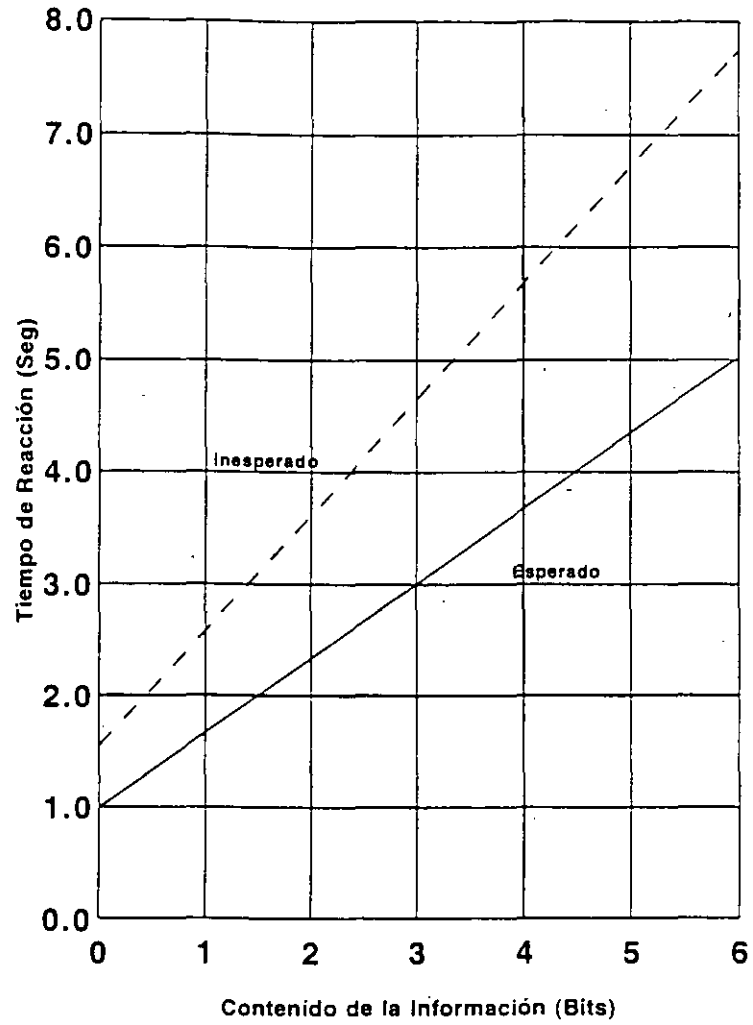


Figura 2-2 Tiempo de reacción para el 85 percentil de los conductores.

Las características del proyecto deberán ser suficientemente consistentes para crear expectativas semejantes relacionadas con aspectos geométricos y operacionales comunes durante su recorrido. Por ejemplo, como en las autopistas las salidas están usualmente del lado derecho, los conductores esperan siempre encontrarlas de ese lado.

La realización de proyectos acordes con las expectativas prevalecientes es una de las formas más importantes de mejorar la operación de un camino. Los elementos del proyecto deberán aplicarse consistentemente en toda la carretera evitando proyectos poco usuales o fuera de los estándares establecidos.

### **003.F Errores del Conductor.**

Una característica común de lugares con alta incidencia de accidentes es que se demanda del conductor una gran capacidad para procesar información.

En lugares donde el proyecto es deficiente aumenta la probabilidad de cometer errores y se propician comportamientos inadecuados del conductor.

**003.F.01.- Errores por Deficiencias del Conductor.-** Muchos errores se deben a deficiencias de capacidad y a estados emocionales temporales que sumados a proyectos inadecuados provocan errores del conductor. Por ejemplo, un entrenamiento deficiente contribuye a menudo a dificultar la recuperación después de un derrapamiento del vehículo. Igualmente el riesgo excesivo que toman algunos conductores al juzgar los espacios libres para cruzar una corriente vehicular pueden hacerlo caer en el error.

No es posible, en general, durante el proceso de proyecto, reducir los errores causados por deficiencias innatas de los conductores. Por esta razón los proyectos deberán ser, hasta donde sea posible, concebidos generosamente para disminuir las consecuencias de este tipo de fallas. Los errores de conductores competentes se pueden reducir, como es natural, cuando los proyectos y la operación son adecuados.

**003.F.02 Errores Debidos a Situaciones Complejas.-** Los conductores cometen errores cuando tienen que desarrollar varias tareas complejas, simultáneamente y bajo presión excesiva de tiempo. Este tipo de errores ocurre usualmente en localidades urbanas con puntos de decisión muy cercanos entre sí, uso del suelo intensivo, elementos del diseño complicados y tránsito muy intenso.

### **003.G Velocidad y Proyecto.**

La velocidad reduce el campo visual, restringe la visión periférica y limita el tiempo disponible para recibir y

procesar información. Las carreteras con altas especificaciones de proyecto ayudan a compensar estas limitaciones al simplificar las acciones de control y de guía del vehículo. Es posible en estos casos auxiliar a los conductores con información apropiada colocada en el cono de visión más claro, eliminando así gran parte de la visión periférica; mediante un espaciamiento adecuado, de los puntos potenciales de conflicto se pueden simplificar las decisiones y reducir la demanda ejercida sobre los conductores para procesar la información.

Las autopistas propician que los conductores tiendan a extender la longitud y duración de sus viajes, lo cual provoca fatiga, reacciones más lentas y menor atención y vigilancia de las incidencias del camino. Conducir durante períodos largos en carreteras donde el conductor tiene que tomar pocas decisiones, contribuye a evitar que éste fije su atención en el entorno que lo rodea. El proyecto deberá tomar en cuenta estos efectos adversos y disminuir sus consecuencias. Lo anterior se consigue evitando tramos largos en tangente, en terreno plano y procurando que los alineamientos sigan el contorno natural del terreno hasta donde sea posible. La ubicación de paradores o áreas de descanso a intervalos convenientes puede ser útil también para evitar las consecuencias arriba señaladas.

### **003.H Calificación del Proyecto.**

Al diseñar un tramo de carretera, los proyectistas deberán valorar el proyecto imaginando a éste en condiciones reales de operación. Deberá determinarse la manera en que interactúa la carretera con el medio que la rodea, evaluar el potencial sistema de información y la forma en que dicho sistema podría responder ante situaciones reales de operación del tránsito. El proyecto en general, deberá examinarse desde el punto de vista de los conductores que aún no están familiarizados con la nueva vía, de su probable respuesta al entrar en operación y del efecto que tendrá en la conducción de sus vehículos.

## **CAPITULO 004 CARACTERISTICAS DEL TRANSITO**

### **004.A Consideraciones Generales.**

El proyecto de una carretera o de cualquiera de sus elementos deberá basarse en datos reales, entre los cuales están los relativos al tránsito.

Las características de tránsito son indicativas del servicio que prestará la carretera y afectan directamente a los diversos elementos que integran el proyecto geométrico.

En general, los datos del tránsito se encuentran disponibles en el acervo de información sobre datos viales que



periódicamente publica la SCT; estas publicaciones contienen datos sobre el tránsito diario promedio anual (TDPA), composición vehicular, pesos y dimensiones de los vehículos de carga y otros datos relevantes para el proyecto.

#### **004.B Volumen de Tránsito.-**

**004.B.01 Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA).-** La unidad de medida que se utiliza generalmente para medir el tránsito en una carretera es el Tránsito Diario Promedio Anual, definido como el volumen de tránsito durante un período (en días completos) mayor que un día y menor que un año, dividido entre el número de días que abarca ese período. El TDPA en una carretera puede determinarse rápidamente cuando se dispone de datos de estaciones de aforo permanentes. En el caso de datos registrados en ciertos períodos únicamente, el TDPA puede obtenerse corrigiendo los resultados de acuerdo con factores que tomen en cuenta la estacionalidad, el mes o el día de la semana.

El TDPA es importante para efectos de planeación, asignación de recursos financieros o para el diseño de los elementos estructurales de la carretera. Sin embargo, no es apropiada su utilización directa en el proyecto geométrico porque no proporciona variaciones del tránsito en períodos cortos cuyas fluctuaciones pueden ser considerables a lo largo del año.

**004.B.02 Hora de Máxima Demanda.-** El volumen de tránsito en períodos menores a un día refleja de manera más adecuada las condiciones de operación que deben usarse en el proyecto si se pretenden satisfacer los requerimientos del tránsito de una manera apropiada; en este sentido resultan significativos los períodos cortos con alta demanda. Para fines de proyecto, en casi todos los casos, se utiliza el período de una hora.

El patrón de tránsito en una carretera acusa considerables variaciones durante las diferentes horas del día con fluctuaciones horarias importantes a lo largo del año. Por consiguiente, tendrá que determinarse cuál de estos volúmenes de tránsito horario deberá usarse en el proyecto.

Sería ocioso predicar la utilización en el proyecto, del volumen de tránsito de la hora del año con mayor demanda ya que esto conduciría a situaciones de sobrediseño con el consiguiente desperdicio de recursos. Por otra parte, la utilización del volumen de tránsito de la hora promedio del año conduciría a diseños inapropiados. Como regla general el volumen de proyecto no deberá ser excedido demasiado ni con mucha frecuencia. Asimismo, no deberá ser tan alto que rara vez sea utilizada plenamente la carretera. Una guía para determinar el tránsito horario adecuado para proyecto es la curva que muestra la variación horaria de volúmenes durante todas las horas del año.

La figura 2-3 muestra la relación entre los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito diario promedio anual en carreteras rurales, tomados del análisis de datos de algunas carreteras de México.

De estas curvas se concluye que el volumen horario utilizado en el proyecto debe ser el correspondiente a la treintava hora del año. Lo razonable de este criterio se infiere cuando se observa la desviación que puede resultar al elegir volúmenes por arriba o por abajo de esa treintava hora.

En carreteras rurales donde se presentan fluctuaciones promedio en los flujos de tránsito, el treintavo volumen horario representa alrededor de 15% del TDPA.

#### 004.C Distribución Direccional.

En carreteras rurales el TDPA es el tránsito total para ambas direcciones.

En carreteras con más de dos carriles o en carreteras de dos carriles con intercepciones importantes en su desarrollo o con carriles adicionales proyectados para construirse en etapas posteriores es esencial para fines de proyecto, conocer el volumen horario de tránsito en ambas direcciones.

La distribución direccional del tránsito durante las horas de mayor demanda, en carreteras rurales, es generalmente consistente año tras año y día tras día excepto en algunas carreteras de carácter turístico o recreacional. Por lo tanto puede aplicarse la distribución direccional observada en el presente, al volumen horario futuro elegido para proyecto.

El volumen horario de proyecto aplicable a carreteras de carriles múltiples puede calcularse multiplicando el tránsito diario promedio anual por el porcentaje que el treintavo volumen horario represente de ese TDPA y a continuación multiplicar el resultado obtenido por el porcentaje del tránsito correspondiente a la dirección predominante durante la hora de proyecto.

En el proyecto de intersecciones a nivel y distribuidores, es necesario conocer los volúmenes de tránsito de todos los movimientos que ocurren en la hora de proyecto. Esta información debe obtenerse para los períodos máximos de la mañana y de la tarde debido a que los patrones de tránsito pueden cambiar significativamente de un período a otro.

Normalmente el diseño se basa en el volumen horario de proyecto que va a ser alojado durante la hora de máxima

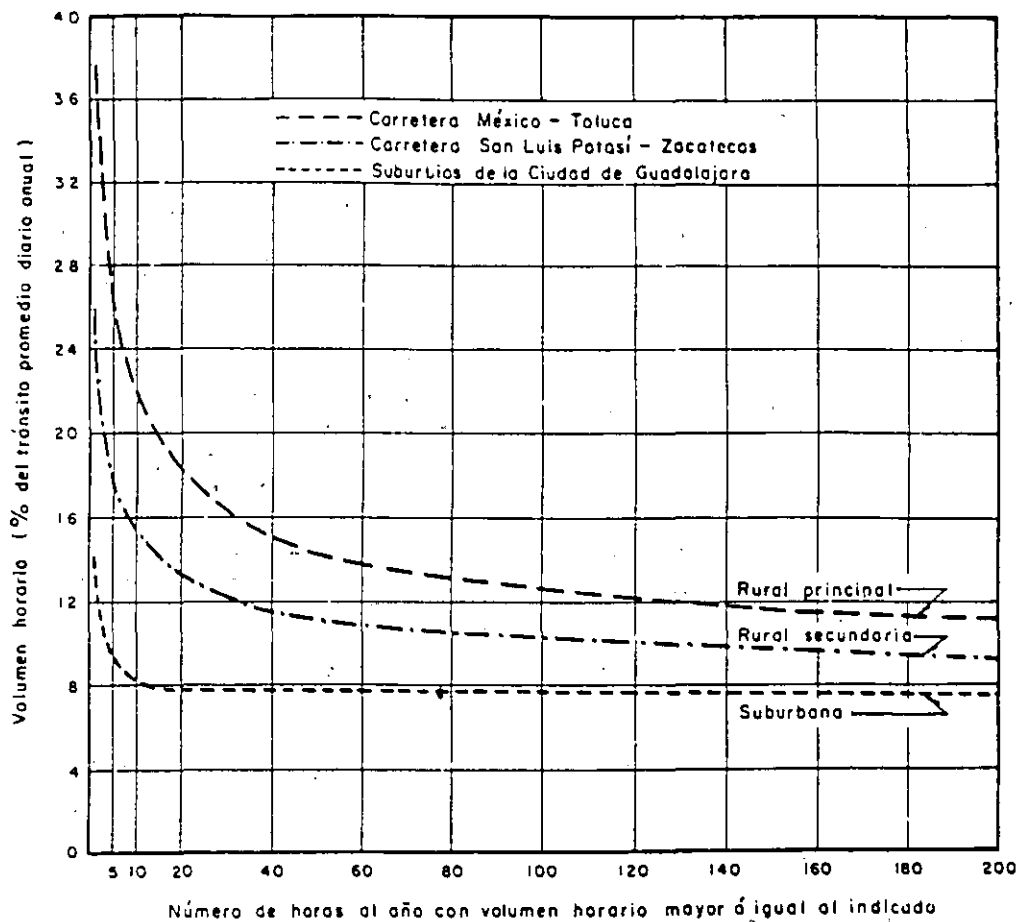


Figura 2-3 Relaciones entre los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual.

demanda de la mañana en una dirección y durante la hora de máxima demanda en la tarde, en la dirección opuesta.

En intersecciones deberán determinarse en forma separada, para los períodos de la mañana y de la tarde los porcentajes de tránsito que dan vuelta a la derecha y a la izquierda en cada uno de los accesos de la intersección.

#### **004.D Composición del Tránsito.**

En el proyecto de una carretera deberán considerarse las características de operación de vehículos de diferentes tamaños y pesos. Además de ser más pesados, los camiones son generalmente más lentos y ocupan mayor espacio en el camino, produciendo un efecto significativamente mayor que el de los vehículos ligeros. El número de vehículos equivalentes depende de la pendiente del camino y de la distancia de visibilidad disponible. Cuanto mayor sea la proporción de camiones en la corriente de tránsito, mayor será la capacidad requerida por la carretera.

Para condiciones de flujo continuo del tránsito, típicas de áreas rurales, los tamaños y pesos de los vehículos se pueden agrupar en dos categorías según el efecto que producen en la operación:

1. Vehículos Ligeros.- (Todos los automóviles, camionetas y vehículos ligeros de reparto).
2. Camiones.- (Todos los autobuses, camiones de dos ejes y camiones con diversas combinaciones de tractor y semi-remolque o remolque).

En la categoría de los camiones, las características pueden variar mucho, particularmente en tamaño y en relación peso/potencia. Aunque la diferencia puede ser significativa entre dos camiones, la evaluación del efecto de todos los vehículos pesados en la corriente del tránsito generalmente conduce a resultados similares, bajo condiciones comparables. En estas circunstancias, es esencial, para el proyecto geométrico de una carretera, disponer de datos relativos a las características de los camiones. El número de camiones y autobuses de los distintos tipos, se expresa como un porcentaje del tránsito total que se espera utilice la carretera.

#### **004.E Proyección de la Demanda de Tránsito.**

El proyecto de nuevas carreteras o el mejoramiento de las existentes no puede basarse en los volúmenes de tránsito actuales sino en el tránsito que se espera en el futuro. Una carretera deberá proyectarse para alojar el tránsito estimado durante la vida útil de la obra, en condiciones razonables de mantenimiento.

Es difícil definir la vida útil de una carretera porque los segmentos principales de ésta, pueden tener longitudes y duraciones diferentes. Cada segmento está sujeto a variaciones respecto a las expectativas de vida útil estimadas, debido a que pueden existir influencias no previstas en el análisis, como son la obsolescencia y cambios inesperados en el uso del suelo, los que a su vez inciden en el patrón y magnitud de los volúmenes de tránsito.

Se considera que el volumen de tránsito correspondiente al año de proyecto debe ser aquél que pueda pronosticarse con una aproximación razonable. El rango generalmente utilizado comprende períodos que van de 15 a 25 años.

#### **004.F Velocidad.**

La velocidad es uno de los factores más importantes para que el usuario elija entre rutas o modos de transporte alternos. El atractivo de un sistema de transporte o de una carretera es apreciado por los usuarios en términos del tiempo y del dinero ahorrados, así como del confort y de la seguridad que proporcionan.

El objetivo del proyecto de una carretera deberá ser el de satisfacer las demandas de servicio de la manera más segura y económica. La nueva obra deberá ser capaz de acomodar adecuadamente todas las demandas y soportar aquellas condiciones extremas de tránsito y de carga que se puedan presentar durante su vida útil. Al aplicar este principio a las velocidades de proyecto, deberán considerarse las expectativas de la mayoría de los usuarios.

**004.F.01 Velocidad de operación.**- Velocidad de operación es la máxima velocidad a la cual un vehículo puede viajar en un tramo de carretera en las condiciones prevalecientes del tránsito y bajo condiciones atmosféricas favorables, sin exceder en ningún caso la velocidad de proyecto del tramo.

**004.F.02.- Velocidad de Proyecto.**- Es la velocidad máxima que pueden sostener los vehículos con seguridad al circular en un tramo de carretera bajo condiciones atmosféricas y de tránsito, tan favorables, que sean las características del proyecto, las que gobiernen.

Dentro de lo posible deberán considerarse velocidades de proyecto altas, siempre y cuando se mantengan niveles adecuados de seguridad, movilidad y eficiencia y se consideren aquellas restricciones e impactos de índole económico, ambiental, estético, social y político que pudieran existir.

Una vez seleccionada la velocidad de proyecto, todos los elementos de la carretera deberán relacionarse con ella para obtener un proyecto balanceado.

Siempre que sea posible deberán usarse valores de la velocidad por arriba del máximo, sin embargo, debido a las restricciones que normalmente surgen durante el proceso de proyecto es necesario fijar valores prácticos.

La velocidad de proyecto deberá ser consistente con las expectativas del conductor. Cuando existen condiciones difíciles que son obvias, los conductores están mejor dispuestos a aceptar velocidades de operación menores, no así, cuando no hay una razón aparente que lo justifique.

En carreteras de primer orden se justifica el uso de velocidades de proyecto más altas que en vías de menor importancia cuando las condiciones topográficas son similares, particularmente cuando los ahorros en costos de operación son significativamente más altos que los de construcción y conservación.

En general, deberán evitarse velocidades de proyecto bajas en carreteras secundarias cuyo trazo se desarrolle en terreno plano ya que los conductores, en tales circunstancias, esperan circular a mayor velocidad.

Algunas características del proyecto como son la curvatura, la sobreelevación y la distancia de visibilidad están relacionadas directamente y pueden variar de manera apreciable con la velocidad de proyecto.

Aunque la velocidad de proyecto condiciona el máximo grado de curvatura y la distancia mínima de visibilidad, en algunos casos podrá ser aconsejable utilizar curvas horizontales más suaves y distancias de visibilidad más grandes si las condiciones de carácter económico del proyecto lo permiten.

Una consideración digna de tomarse en cuenta cuando se elige la velocidad de proyecto, es la longitud de los viajes. Mientras más largos sean los viajes mayor será la necesidad de que exista un movimiento expedito. En proyectos de carreteras con longitudes sustanciales, es deseable considerar velocidades de proyecto constantes. Los cambios en la topografía del terreno y otros controles físicos pueden sugerir un cambio en la velocidad de proyecto de ciertos tramos de la carretera; si este fuese el caso, la reducción de velocidades deberá hacerse gradualmente para que los conductores puedan acceder con seguridad al tramo de menor velocidad.

**004.F.03.- Velocidad de Marcha.-** En el proyecto es necesario conocer la velocidad de todo el tránsito en aquellos tramos de carretera que tienen velocidades de proyecto diferentes. La velocidad de todo el tránsito, mejor conocida como velocidad de marcha, es una medida del servicio que presta una carretera y es un parámetro que permite la evaluación de

beneficios y costos. Se obtiene dividiendo la distancia recorrida entre el tiempo efectivo de viaje (tiempo en que el vehículo está en movimiento).

La relación entre velocidades de proyecto y de marcha se ilustra en la figura 2-4.

**004.F.04.- Relaciones del Flujo de Tránsito.-** En un camino se mide en términos del número de vehículos por hora, de la velocidad en kilómetros por hora y de la densidad del tránsito en vehículos por kilómetro. Las tres variables, volumen, velocidad y densidad permiten describir las interrelaciones que existen en el flujo de tránsito. La figura 2-5 muestra la relación entre velocidad promedio y densidad, en tanto que la figura 2-6 muestra la relación entre volumen de tránsito y densidad.

## **CAPITULO 005 CAPACIDAD DE CARRETERAS**

### **005.A Características Generales.**

El término capacidad se utiliza para expresar el máximo número de personas y vehículos que pueden pasar razonablemente por un punto, por un tramo de carretera o por un carril durante un período determinado de tiempo, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito y del camino.

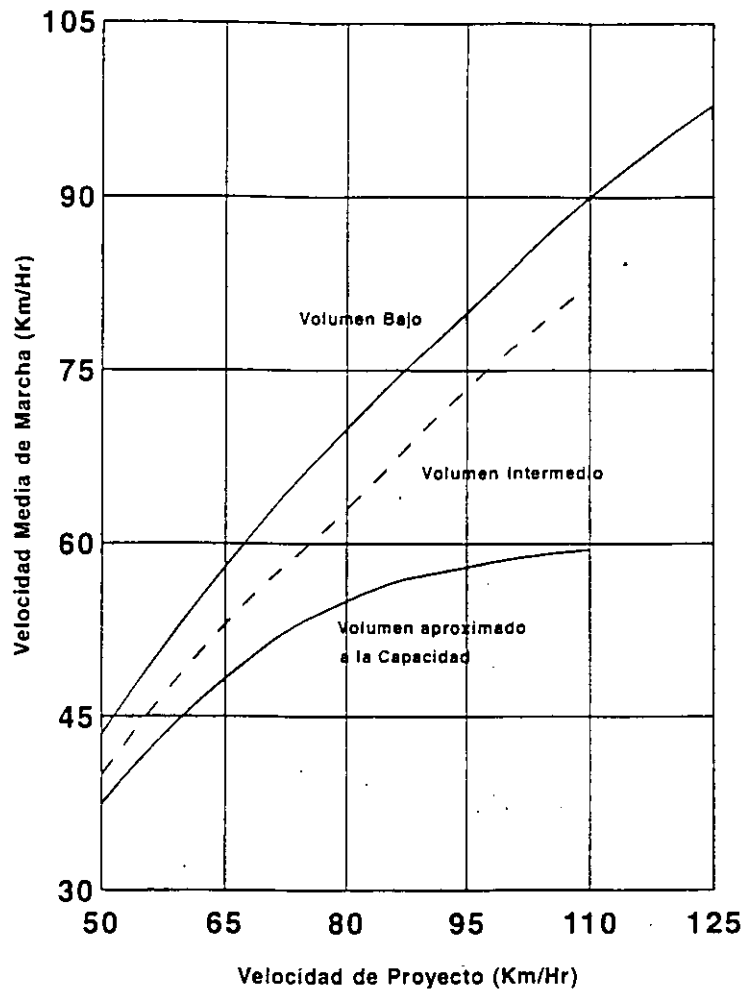
### **005.B Aplicación.**

La información sobre capacidad de carreteras persigue tres propósitos generales:

1. Se utiliza en estudios de planeación del transporte para adecuar la red de carreteras existentes al tránsito actual y al tránsito futuro que se estima circulará por dicha red.
- 2.- La información sobre capacidad es vital para el diseño de carreteras. Los análisis de capacidad permiten dimensionar diferentes elementos de la carretera como pueden ser el número de carriles y las longitudes de entrecruzamiento mínimas.
- 3.- La información sobre capacidad se utiliza también para identificar tramos y puntos con problemas en la operación del tránsito que sirven de base para proponer mejoramientos a la geometría del camino.

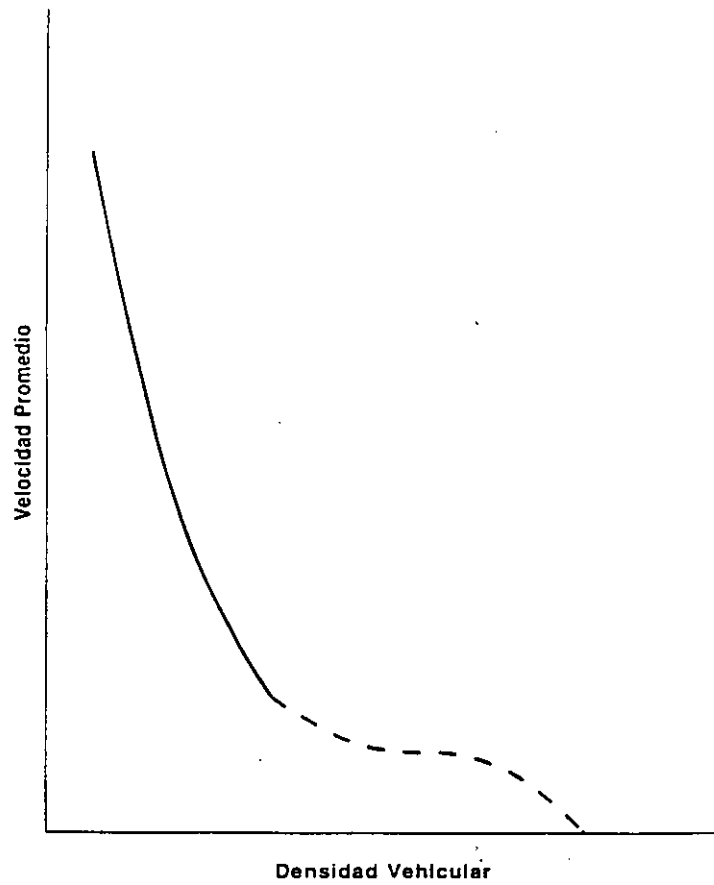
### **005.C La Capacidad como Control del Proyecto.-**

**005.C.01 Volumen de Proyecto y Volumen de Servicio de Proyecto.-** El volumen de proyecto se refiere al flujo vehicular que se estima utilizará una vía durante el año de

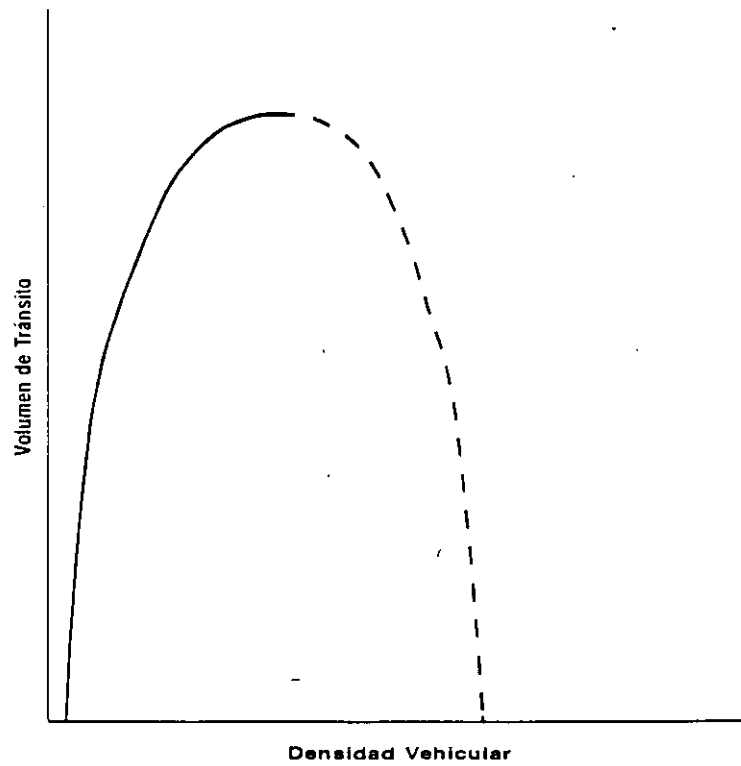


**Figura 2-4** Relaciones entre la velocidad de proyecto y la velocidad de marcha.





**Figura 2-5 Relaciones entre la densidad vehicular y la velocidad promedio.**



**Figura 2-6** Relaciones entre la densidad vehicular y los volúmenes del tránsito.

proyecto; éste varía usualmente entre 10 y 25 años, usándose con frecuencia, en la práctica, 20 años.

El volumen de servicio de proyecto se refiere al volumen de tránsito máximo horario que una carretera sería capaz de alojar sin que se produzca deterioro en las condiciones de operación correspondientes al nivel de servicio seleccionado.

Dentro de este contexto, el proyecto de carreteras tiene por objeto concebir ciertas dimensiones de los elementos que conforman su geometría y características de su alineamiento, de tal manera, que la obra pueda alojar un volumen de servicio de proyecto cuando menos igual a la demanda de tránsito durante el período máximo de 15 minutos correspondiente a la hora de proyecto. Cuando se cumple este objetivo puede llegarse a un sistema de carreteras económico y balanceado.

**005.C.02 Medidas de Congestionamiento.-** Para condiciones de flujo continuo donde no exista la influencia de intersecciones con semáforos, la operación queda definida por tres parámetros principales: velocidad, volumen (o flujo de tránsito) y densidad. La densidad es el parámetro crítico que describe la operación del tránsito; explica la proximidad entre vehículos y refleja la libertad de maniobrar dentro de la corriente de tránsito. Al incrementarse la densidad desde cero, el flujo de tránsito también crece al existir más vehículos en el camino. Al mismo tiempo, la velocidad empieza a declinar debido a la interacción entre vehículos siendo imperceptible este fenómeno a bajas velocidades. Al seguir creciendo la densidad se alcanza un punto en que la velocidad declina abruptamente.

El flujo de tránsito máximo que puede alojar una vía, es su capacidad. La densidad correspondiente a ese flujo máximo se le denomina densidad crítica y, velocidad crítica, a la velocidad correspondiente.

En condiciones de capacidad no existen espacios libres en la corriente de tránsito y cualquier perturbación producida por los vehículos no puede ser disipada inmediatamente.

#### **005.D Niveles de Servicio.**

Nivel de servicio es una medida cualitativa que define condiciones operacionales dentro de la circulación vial percibidas por el conductor y en general por los usuarios de la vía. Cada uno de los niveles de servicio establecidos, A al F (del mejor al peor) se explican en términos de la densidad, velocidad promedio de recorrido y relaciones volumen/capacidad ( $v/c$ ) o en el caso de intersecciones a nivel, en términos de la demora de los vehículos detenidos.

#### **005.E Volúmenes de Servicio de Proyecto.**

Al flujo de tránsito que puede alojar una vía en cada nivel de servicio se le denomina volumen de servicio. Una vez identificado el nivel de servicio aplicable al proyecto es posible determinar el flujo o volumen de servicio correspondiente, el cual representa, lógicamente, el volumen de servicio de proyecto. Lo anterior, significa que si el volumen de tránsito que va a utilizar la vía excede a ese volumen de servicio, las condiciones de operación caerían por debajo del nivel de servicio elegido.

Una vez elegido el nivel de servicio, es deseable que todos los elementos del camino sean consistentemente proyectados para lograr congruencia en las condiciones de operación. La tabla 2-3 puede servir de guía para elegir niveles de servicio apropiados, según sea la importancia de la vía y su ubicación geográfica.

**005.E.01 Zonas de Entrecruzamiento.-** Se presentan zonas de entrecruzamiento, cuando en una corriente de tránsito se producen maniobras de convergencia y divergencia de los vehículos. Las principales situaciones de entrecruzamiento se ilustran en la figura 2-7. El proyectista tendrá que verificar y ajustar estas zonas para que el nivel de servicio sea consistente con el resto del camino. La designación del nivel de servicio en una zona de entrecruzamiento depende de su longitud, del número de carriles, del grado aceptable de congestión y de los volúmenes relativos de tránsito de las corrientes vehiculares que se entrecruzan. Las zonas de entrecruzamiento deberán proyectarse con una longitud y un número de carriles congruente con el nivel de servicio elegido. En la tabla 2-3 se muestran algunos valores recomendables.

**005.E.02 Intersecciones con Semáforos.-** La capacidad entre intersecciones con semáforos está sujeta a un gran número de variables. En la medida en que estas variables puedan pronosticarse con certeza para el año de proyecto, se podrán estimar razonablemente las capacidades de proyecto.

#### **005.F Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio.**

Para el análisis de capacidad y niveles de servicio de los diferentes elementos que integran una carretera, se sugiere la utilización de los procedimientos contenidos en la Referencia 2-7.

### **CAPITULO 006 CONTROL Y ACCESOS**

La restricción regulada del acceso vehicular a una vía se le conoce como Control de Accesos. Esta regulación puede referirse a un control total o a un control parcial de accesos.

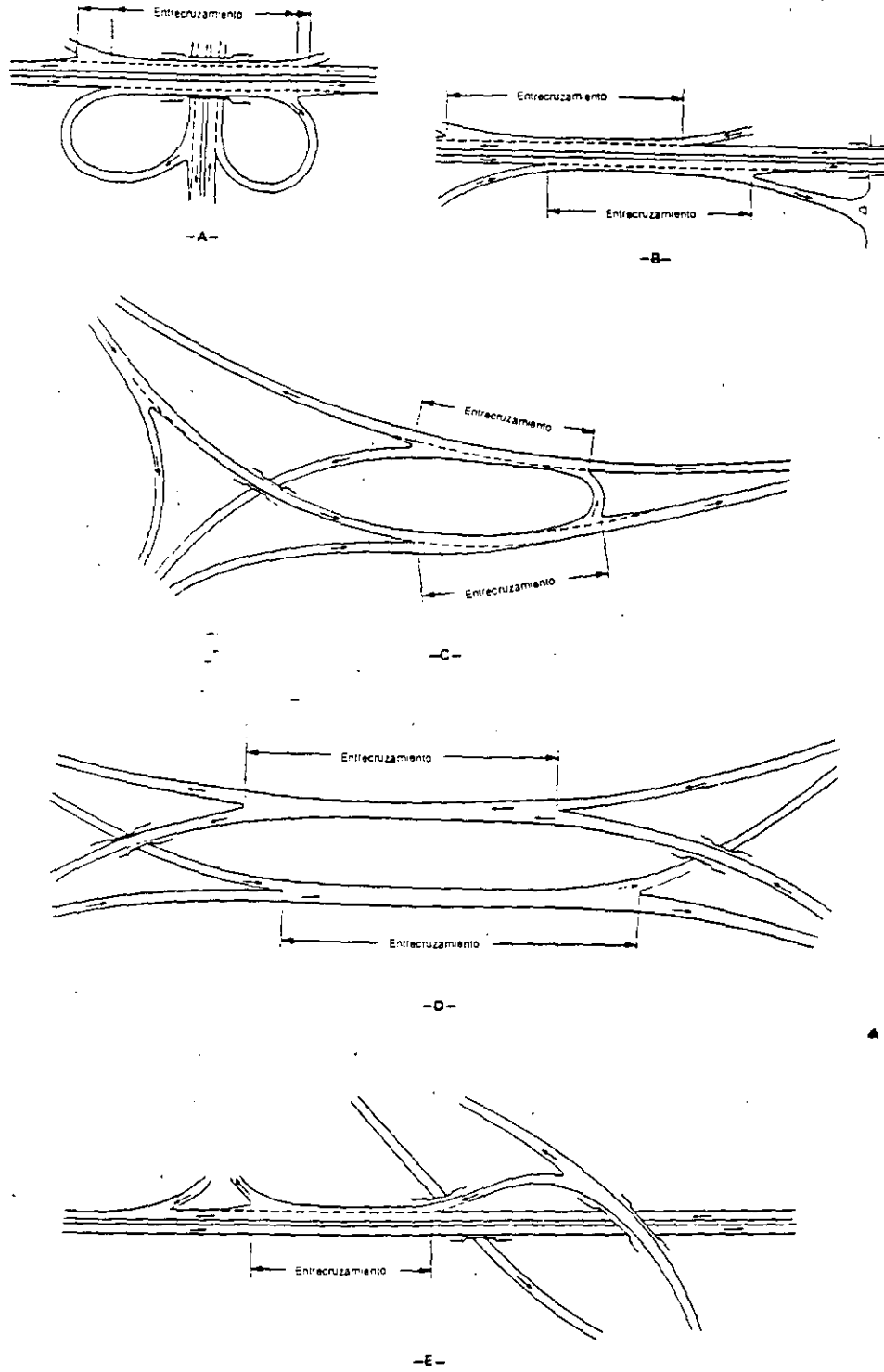


Figura 2-7 Zonas de entrecruzamiento

Tipo de Carretera	Tipo de Terreno y Nivel de Servicio Apropriado			
	Plano	Lomerío	Montañoso	Urbano y Suburbano
Autopista	B	B	C	C
Carretera principal	B	B	C	C
Colectora	C	C	D	D
Local	D	D	D	D

Nota: Condiciones generales de operación del Nivel de Servicio.

A – Flujo libre, con bajos volúmenes de tránsito y altas velocidades.

B – Flujo razonablemente libre, pero iniciales restricciones de velocidad por las condiciones del tránsito.

C – Estabilidad del flujo en la zona, pero con mayores restricciones para los conductores en la libertad de seleccionar su propia velocidad.

D – Aproximación al flujo forzado, los conductores tienen poca libertad de maniobrar.

E – Flujo forzado, puede ser que se presenten cortas paradas.

**Tabla 2-3** Guía para seleccionar el nivel de servicio de proyecto.

Control total de accesos significa dar preferencia al tránsito de paso mediante conexiones para el acceso vehicular desde algunas vías previamente seleccionadas. En este caso, quedan prohibidos los cruces a nivel.

Con el control parcial de accesos también se da preferencia al tránsito de paso, estableciendo conexiones con otras vías en puntos específicos, sin embargo, en este caso, se admiten intersecciones a nivel en algunos sitios.

La ventaja principal del control total de accesos es la preservación de un alto nivel de servicio a lo largo de la vía y de condiciones de seguridad superiores. Puede afirmarse que el control total de accesos es el factor más importante en el proyecto de carreteras que hace posible proporcionar condiciones de operación de alta calidad.

## **CAPITULO 007 EL PEATON**

### **007.A Consideraciones Generales.**

La participación de los peatones en la corriente de tránsito debe ser una consideración primordial en la planeación y en el proyecto de nuevas vialidades. Los peatones forman parte del ambiente que rodea a una vía y debe ser objeto de atención especial por parte del proyectista. Su presencia, como es natural, es más intensa en zonas urbanas que en zonas rurales.

### **007.B Características Generales.**

Para planear y proyectar correctamente una vía peatonal, es necesario conocer previamente algunas de sus características principales. Los peatones en general, no caminan más de 1.5 km cuando van a su trabajo ni más de 800 m para abordar un autobús. Por lo regular el 80% de los trayectos son menores a un kilómetro.

Los peatones son menos predecibles que los conductores de vehículos. Muchos de ellos consideran que no están sujetos a las leyes y reglamentos de tránsito; por otra parte generalmente no existe una vigilancia estricta de las autoridades sobre su comportamiento en la vía pública. Lo anterior hace difícil proyectar vías que propicien un movimiento peatonal ordenado y seguro.

Los peatones tienden a trayectorias que representen la menor distancia entre dos puntos, lo que origina a menudo que éstos no caminen por las aceras. Los peatones se resisten a utilizar pasos elevados y/o deprimidos cuando tienen que cruzar una carretera.

Un factor importante en relación con los accidentes de peatones es la edad. Los peatones muy jóvenes se despreocupan

del tránsito por ignorancia, en tanto que los de mayor edad ponen poca atención o adoptan actitudes desafiantes hacia vehículos y conductores. Los accidentes de peatones ocurren también por la falta de aceras adecuadas que obligan a las personas a compartir el arroyo con los vehículos. Las siguientes, son algunas medidas que pueden ponerse en práctica para auxiliar a los peatones de mayor edad:

- Estudiar proyectos alternos para el cruce de peatones mayores de edad.
- Considerar menores velocidades de los peatones, especialmente en intersecciones muy amplias.
- Proveer isletas de refugio en aquellos accesos de intersecciones con anchuras excesivas.
- Proporcionar iluminación en aquellos sitios donde el peatón requiera captar y procesar mucha información.
- Considerar el sistema de control de tránsito dentro del contexto del proyecto geométrico para asegurar la compatibilidad entre ambos.
- Utilizar dispositivos para el control de tránsito con mayor realce para hacerlos más visibles.
- Proporcionar señales reflejantes con visibilidad adecuada.
- Localizar los semáforos estratégicamente y dotarlos de indicaciones más grandes.
- Realzar las marcas sobre el pavimento.
- Hacer uso de la repetición y la redundancia en el señalamiento.

#### **007.C Características Físicas**

**007.C.01 Area Corporal.-** Para el diseño de aceras, escaleras o áreas de ascenso y descenso de pasajeros, es de la mayor importancia conocer la anchura y profundidad del cuerpo humano. Los estudios han demostrado que en adultos del sexo masculino la anchura de los hombres es de 52 cm y su profundidad de menos de 33 cm. Para fines de proyecto el área del cuerpo humano es aproximadamente un elipse de 60 cm de anchura y 45 cm de profundidad. Estas dimensiones mínimas son aplicables a situaciones donde existe gran proximidad entre los individuos. Si se requiere mayor confort y comodidad, deberá considerarse una área mayor.

**007.C.02 Velocidad de los Peatones.-** Entre los peatones existe un amplio rango de velocidades al caminar. Este rango varía de 0.8 m/seg. a 1.8 m/seg. Para fines de proyecto puede considerarse un valor de 1.2 m/seg.



#### 007.D Capacidad de las Vías Peatonales.

En la figura 2-8, se puede apreciar que la velocidad del peatón disminuye a medida que la densidad en la vía aumenta.

**007.D.01 Niveles de Servicio.**- Para cuantificar la movilidad relativa del peatón y los conflictos con otros peatones, que inciden en su velocidad, espacio para maniobrar y confort, se ha introducido el concepto de niveles de servicio de manera similar al manejado en carreteras.

Se establece también, un rango de niveles de servicio, del A al F (del mejor al peor). En el nivel A se considera un promedio de 12 m<sup>2</sup> de espacio por persona, libertad total para elegir la velocidad y ausencia de conflictos con otros peatones. En el nivel F, que sería el más crítico, se considera una área de menos de 0.6 m<sup>2</sup> por persona; en este nivel, los peatones carecen prácticamente de movilidad, el contacto con otros peatones es inevitable y su desplazamiento es excesivamente forzado y difícil.

Los procedimientos de análisis de capacidad y niveles de servicio pueden consultarse también en la Referencia 2-7.

### CAPITULO 008 SEGURIDAD

Los diferentes elementos que integran una carretera deberán proyectarse considerando que es de vital importancia brindar máxima seguridad a conductores, peatones y pasajeros del transporte.

Existen diversos factores que pueden influir en la ocurrencia de accidentes de tránsito. Las influencias pueden separarse en tres grupos: el elemento humano, el vehículo y el camino.

Las carreteras deberán proyectarse de manera que los conductores tengan que tomar una sola decisión al mismo tiempo y no verse sorprendidos por situaciones en las que tengan que tomar decisiones sin disponer del tiempo suficiente, ya que los accidentes aumentan en la medida en que se incrementa el número de decisiones del conductor. La estandarización de los diferentes elementos del proyecto y de los dispositivos para el control de tránsito, juega un papel importante en la reducción del número de decisiones. Manejados apropiadamente dichos elementos pueden alertar al conductor, con anticipación, de las incidencias que éste encontrará durante su travesía. Una de las características del proyecto de una carretera que contribuye de manera más importante a la seguridad es el control total de accesos.

En carreteras sin control de accesos, es necesario planear y proyectar cuidadosamente los diferentes elementos y características de operación de la carretera para reducir los conflictos y minimizar la interferencia entre vehículos. La

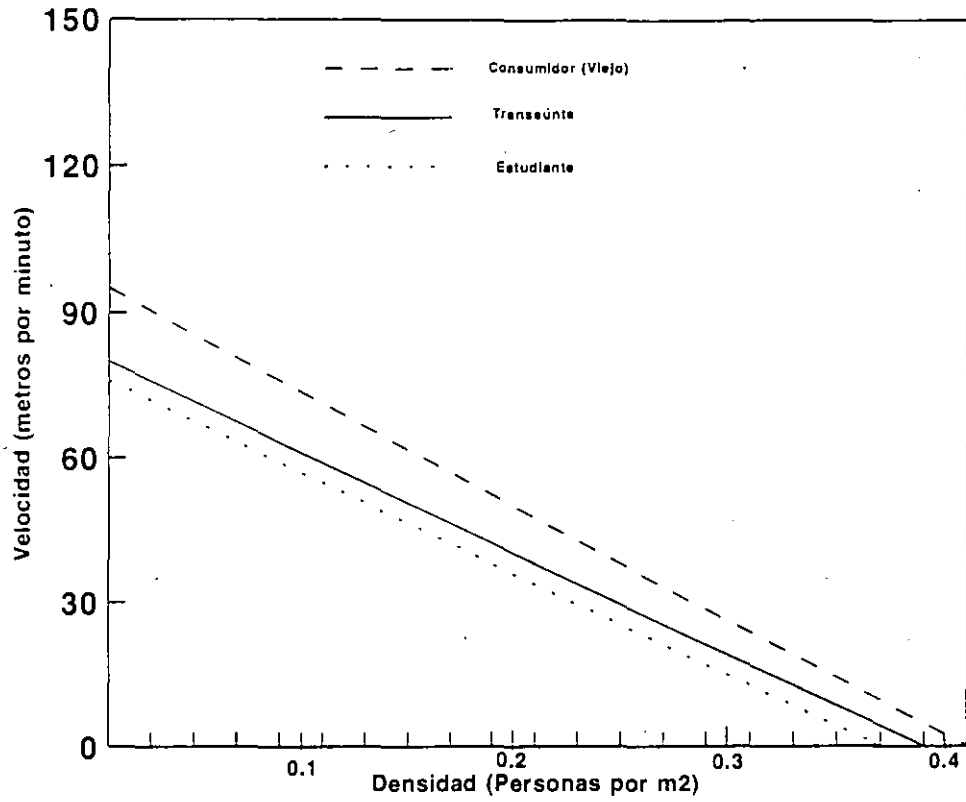


Figura 2-8 Relaciones entre la velocidad peatonal y la densidad.

velocidad que permite circular con mayor seguridad depende de las condiciones generales del proyecto, de las particularidades del camino, del desarrollo del uso del suelo adyacente y de la importancia de los volúmenes de tránsito de las vías transversales.

Independientemente de la velocidad de proyecto promedio, en carreteras principales, es mayor la probabilidad de accidentes cuando los conductores experimentan desviaciones significativas de su velocidad respecto a la velocidad promedio del camino.

Desde el punto de vista de la seguridad el proyecto deberá considerar el propósito de los viajes de los usuarios y las características de los distintos tipos de vehículos que se estima utilizarían la vía y cuyo rango en dimensiones y peso puede ser muy amplio.

En carreteras divididas con fajas separadoras centrales de 15 m de anchura o mayores, la incidencia de accidentes por colisiones de frente con vehículos que cruzan desde el arroyo contrario es muy baja, por esta razón es deseable que las fajas separadoras tengan, dentro de lo posible anchuras en el rango de 20 a 30 m. En el caso de fajas separadoras angostas, las barreras centrales pueden eliminar con eficacia las colisiones de frente, sin embargo, al reducirse el área de recuperación, pueden incrementarse los accidentes con otros vehículos que circulan en la misma dirección o con objetos fijos localizados en el derecho de vía; existe además el riesgo de que el vehículo accidentado obstruya uno o varios carriles de la vía.

En carreteras con tangentes extremadamente largas, los conductores tienden a relajarse especialmente después de conducir en zonas muy congestionadas. Muchos accidentes provocados por conductores que se duermen al volante, pueden ser evitados si se proyectan alineamientos horizontales con curvas suaves y se hacen variar las secciones transversales de aquellos tramos con tangentes muy prolongadas. Lo anterior puede lograrse variando la anchura de la faja separadora central y aprovechando las ondulaciones de la topografía cuando sea posible.

La seguridad de una carretera depende también de los dispositivos para el control del tránsito (señales, marcas en el pavimento y semáforos) cuya misión es transmitir información para prevenir y guiar a los usuarios. Es indispensable que exista gran uniformidad y una alta calidad en la fabricación de estos elementos, independientemente de que el proyecto geométrico de la sección transversal, alineamientos y diseño estructural haya sido desarrollado con un alto grado de excelencia.

## CAPITULO 009 REFERENCIAS

- 2.1 *Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México 1971.
- 2.2 *Normas de Servicios Técnicos, Proyecto Geométrico de Carreteras*. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México 1984.
- 2.3 *AASHTO A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. Washington, D. C. 1990.
- 2.4 Mendoza D. Alberto y Cadena R. Arturo. *Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos que Circulan Sobre las Carreteras Mexicanas*; Instituto Mexicano del Transporte, SCT 1991.
- 2.5 *Reglamento Sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Transporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal*. Secretaría de Comunicaciones y Transportes; México 1992.
- 2.6 Stevens Tignor y Lojacuno. *Offtracking, Calculations Charts for Trailer Combinations*; Highway Research Record No. 159, Washington, D. C. 1967.
- 2.7 *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, Special Report 209, National Academy of Sciences, National Research Council; Washington, D. C. 1985.
- 2.8 *Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras*; Dirección General de Servicios Técnicos, Subsecretaría de Infraestructura, Secretaría de Comunicaciones y Transportes; México 1986.

**N O R M A S   S . C . T .**  
**LIBRO 2**  
**P R O Y E C T O**  
**PARTE 2.02**  
**PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS**

**TITULO 2.02.03**

**ELEMENTOS BASICOS PARA EL PROYECTO**

## **CAPITULO 001 CLASIFICACION DE CARRETERAS**

### **001.A Introducción**

La clasificación de carreteras tiene como objetivo principal agrupar a las carreteras de acuerdo con sus características físicas y en atención a sus funciones, para utilizarlas en redes o esquemas propios que satisfagan necesidades o propósitos ya sea de comunicación o de transporte facilitando las acciones de planear, proyectar, construir, modernizar, conservar y operar un sistema carretero.

Las normas aplicables a una determinada vía dependen, fundamentalmente, del carácter de la carretera, rural o urbana, de la función que debe cumplir dentro del sistema carretero, de la intensidad del tránsito, de las condiciones topográficas o limitaciones físicas y de los tipos de vehículos que normalmente la utilizarán.

### **001.B Clasificación Funcional**

Para fines de planeación, proyecto, construcción, conservación y operación de la Red Nacional de Carreteras, se establece un sistema de clasificación técnico-funcional con los siguientes subsistemas o categorías de carreteras:

- 1.- Red de Autopistas
- 2.- Red Troncal
- 3.- Red Colectora
- 4.- Red Alimentadora

**001.B.01.- Red de Autopistas.-** La red de autopistas conforma junto con la red troncal, los itinerarios básicos que sirven al transporte y a todo tipo de vehículos, proporcionando a los grandes flujos vehiculares un movimiento rápido y eficiente entre regiones altamente desarrolladas, centros de actividad comercial o industrial o centros de población importantes. Estas vías pueden tener un control total o parcial de accesos. Su geometría permite el tránsito de todos los vehículos cuyas dimensiones máximas y peso por eje hayan sido establecidas en el Reglamento Sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal. (Referencia 3-5).

**001.B.02 Red Troncal.-** La red troncal conjuntamente con la red de autopistas conforman los itinerarios básicos que integran una red de rutas continuas para el transporte de personas y mercancías y en razón de su función cumplir con lo siguiente:

a) Operar como corredores para el tránsito de largo itinerario, es decir, servir a movimientos con longitudes de recorrido característicos de grandes trayectos ya sea estatales o interestatales.

b) Servir a todas las capitales de los estados, a ciudades con más de 50,000 habitantes y a la mayoría de las zonas urbanizadas con más de 25,000 habitantes.

c) Proporcionar una red integrada que permita un flujo expedito del tránsito.

**001.B.03 Red Colectora.-** La red colectora vinculada a la red troncal tiene por objeto la comunicación regional. Sus características geométricas permiten una velocidad de recorrido relativamente alta con interferencias menores en los movimientos de largo itinerario. Sus principales funciones son las siguientes:

a) Se integra con la red troncal para proporcionar un servicio estatal o intermunicipal.

b) Se ubica a intervalos consistentes con la densidad de población de tal manera que las zonas desarrolladas estén a distancias razonables de la red troncal.

**001.B.04 Red Alimentadora.-** La red alimentadora presta servicio principalmente dentro del ámbito municipal, con longitudes promedio de recorrido relativamente cortas y establecen la conexión con la red colectora. Comunican a todas las poblaciones en su área de influencia y proporcionan acceso a los predios y parcelas colindantes. Sus principales funciones son:

a) Servir a los puntos más alejados, comunicando a las poblaciones de 100 ó más habitantes.

b) Conectar las zonas potencialmente productivas con la red secundaria.

c) Conectar las cabeceras municipales con la red secundaria.

d) Servir al transporte de productos de la región y al tránsito de maquinaria agrícola.

#### **001.C Elementos que Intervienen en la Clasificación**

Los elementos de la clasificación asociados a cada una de las categorías anteriores son los siguientes:

1). Tránsito diario promedio en el horizonte de proyecto.

2). Tipo de terreno (montañoso, lomerío, plano).

3). Velocidad de proyecto.

4). Vehículos de proyecto.

Otras características asociadas al alineamiento horizontal y vertical y a la sección transversal, son consecuencia del Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA) en el horizonte de proyecto y de la velocidad de proyecto, por consiguiente, tendrán que determinarse para cada caso particular en estudio, basándose en un análisis económico que considere los costos de construcción, conservación y operación del transporte. Los elementos principales de la clasificación asociados a cada una de las categorías anteriormente citadas, son los siguientes:

**001.C.01 Autopistas:**

- TDPA en el horizonte de proyecto: mayor de 3,000.
- Velocidad de proyecto: en el rango de 70 km/h a 110 km/h.
- Vehículos autorizados: todos los aprobados en el Reglamento de Pesos y Dimensiones. (Clasificación A4 y A2 del Reglamento).

**001.C.02 Carreteras Troncales:**

- TDPA en el horizonte de proyecto: mayor de 3,000.
- Velocidad de proyecto: en el rango de 60 km/h a 110 km/h.
- Vehículos autorizados: todos los aprobados en el Reglamento de Pesos y Dimensiones con restricciones en el peso y las dimensiones de algunos de los vehículos, respecto a lo autorizado en las autopistas. (Clasificación B4 y B2 del Reglamento).

**001.C.03 Carreteras Colectoras:**

- TDPA en el horizonte de proyecto: en el rango de 500 a 3,000.
- Velocidad de proyecto: en el rango de 40 km/h a 110 km/h.
- Vehículos autorizados: todos los aprobados en el Reglamento de Pesos y Dimensiones con restricciones en el peso y las dimensiones de todos los vehículos, respecto a lo autorizado en las clasificaciones anteriores. (Clasificación C del Reglamento).

**001.C.04 Carreteras Alimentadoras:**

- TDPA en el horizonte de proyecto: en el rango de 100 a 500.



- Velocidad de proyecto: en el rango de 30 km/h a 70 km/h.
- Vehículos autorizados: los aprobados en el Reglamento de Pesos y Dimensiones con excepción de los camiones articulados y de todos los tractocamiones. A los autorizados en esta clasificación se aplican también restricciones en el peso y las dimensiones. (Clasificación D del Reglamento).

## **CAPITULO 002 DISTANCIA DE VISIBILIDAD**

### **002.A Consideraciones Generales.**

La capacidad de los conductores de ver lo que hay adelante, es de vital importancia para la seguridad y operación eficientes de un vehículo en la carretera. Las trayectorias y velocidades de los vehículos en carreteras y calles dependen de conductores cuya habilidad y experiencia es muy diversa. Para garantizar la seguridad en una carretera, el proyectista debe considerar las distancias de visibilidad con el fin de que los conductores puedan maniobrar sus vehículos evitando colisiones potenciales con los objetos que éste pudiera encontrar en el camino. Algunas carreteras de dos carriles deben contar con distancia de visibilidad suficiente que permita a los conductores ocupar el carril opuesto para rebasar a otros vehículos sin peligro. En este tipo de carreteras se proporcionan generalmente distancias de visibilidad a intervalos frecuentes y con longitudes apropiadas.

La determinación de la distancia de visibilidad comprende: 1) La distancia necesaria para detener el vehículo, aplicable a todas las carreteras; 2) Las distancias requeridas para rebasar a otros vehículos; 3) Las distancias necesarias para tomar decisiones en situaciones complejas; 4) El criterio para medir las distancias de visibilidad en el proyecto.

### **002.B Distancia de Visibilidad de Parada.**

Es la distancia con visibilidad necesaria para que un conductor, viajando a la velocidad de proyecto sea capaz de detener su vehículo antes de alcanzar cualquier objeto fijo localizado en su trayectoria.

La distancia de visibilidad de parada se divide en dos partes: 1) Distancia recorrida desde el instante en que el conductor percibe un objeto en el camino y decide detenerse, hasta el instante en que acciona los frenos del vehículos y 2) Distancia requerida para que el vehículo se detenga, desde el momento en que el conductor acciona los frenos. Las distancias anteriores se conocen como distancia de reacción de frenado y distancia de frenado, respectivamente.

**002.B.01 Tiempo de Reacción.**- El tiempo de reacción es el intervalo que transcurre entre el instante en que el

conductor reconoce la presencia de un objeto o situación peligrosa en el camino y el instante en que opera los frenos. El tiempo de reacción varía considerablemente dependiendo de la distancia al objeto, la agudeza visual del operador, la rapidez para reaccionar del conductor, las condiciones atmosféricas, las condiciones y tipo de camino y el tipo, color y condiciones del objeto.

De acuerdo con estudios realizados se ha encontrado que un tiempo de reacción de 2.5 segundos es adecuado para la mayoría de situaciones que pueden presentarse. Sin embargo, algunas situaciones con mayor grado de complejidad como es el caso de intersecciones a nivel controladas por semáforos de fases múltiples, o puntos de conexión con caminos principales pueden requerir tiempos más grandes.

**002.B.02 Distancia de Frenado.**- La distancia aproximada de frenado de un vehículo en un camino a nivel se puede determinar usando la fórmula

$$d = \frac{v^2}{254 f}$$

en donde:           d= Distancia de frenado en metros  
                           V= Velocidad inicial en km/h  
                           f= Coeficiente de fricción entre las llantas del vehículo y la superficie del camino.

El valor de f puede variar considerablemente debido a factores como la presión de inflado de las llantas, composición de las llantas, dibujo y profundidad de la huella y condiciones de la superficie del pavimento. Inciden además, la presencia en la superficie del camino, de combustibles, aceites, lodo, nieve o hielo.

Las condiciones de pavimento húmedo gobiernan en el proyecto, debido a que los coeficientes de fricción, en esas condiciones, son más bajos. Los valores del coeficiente de fricción deben abarcar los tipos posibles de superficies del pavimento y las probables condiciones de campo. La Figura 3-1 muestra que existe una variación muy amplia en coeficientes de fricción para diversas condiciones del pavimento que reflejan el efecto que la textura de la superficie tiene en la distancia de visibilidad de parada.

**002.B.03 Valores de Proyecto.**- La distancia de visibilidad de parada de proyecto, es la suma de la distancia recorrida por el vehículo durante el tiempo de reacción más la distancia de frenado.



**002.B.04 Efecto de la Pendiente.-** Cuando la carretera se aloja en una pendiente, la fórmula para la distancia de frenado es la siguiente:

$$d = \frac{v^2}{254 (f \pm G)}$$

en donde G es la pendiente, en por ciento, dividido entre 100 y los otros términos, los ya definidos en el párrafo 002.B.02. Las distancias de frenado en pendientes ascendentes son más cortas y en pendientes descendentes, más largas.

**002.B.05 Variación para los Camiones.-** Las distancias de visibilidad mínimas de parada anteriores, reflejan la operación de los vehículos ligeros y pueden ser discutibles al diseñar para condiciones de operación de vehículos pesados. Los camiones en general y especialmente las unidades más grandes y pesadas requieren distancias de visibilidad de parada mayores. Existe sin embargo, un factor que tiende a compensar la longitud adicional requerida por los camiones; el operador de un camión puede percibir con antelación las obstrucciones del camino debido a la posición más elevada de sus ojos con respecto a la superficie del camino. Por esta razón, en el proyecto no se utilizan separadamente distancias de visibilidad para camiones y para vehículos ligeros.

**002.C Distancia de Visibilidad de Decisión.**

Es evidente que existen muchos lugares cuya complejidad hace aconsejable proporcionar distancias de visibilidad más grandes. Debido a que la distancia de visibilidad de decisión concede a los conductores un margen adicional para el error otorgándoles una longitud suficiente para maniobrar sus vehículos a la misma velocidad o a una velocidad menor, en lugar de simplemente detener sus vehículos, los valores correspondientes a esta distancia son considerablemente mayores que los de visibilidad de parada.

Las distancias que aparecen en la Tabla 3-1, son distancias de visibilidad de decisión apropiadas que pueden utilizar los proyectistas en lugares críticos. Debido a la seguridad y maniobrabilidad adicionales que se consiguen con estas longitudes es recomendable que se utilicen sólo en lugares realmente problemáticos. En caso de que no fuese factible proporcionar estas distancias por circunstancias especiales del alineamiento horizontal y vertical, deberá estudiarse la posibilidad de utilizar señalamiento preventivo que permita alertar a los conductores sobre las condiciones poco usuales que encontrará adelante en su camino.

Velocidad de Proyecto (km/hr)	Distancia de Visibilidad de Parada para Evitar Maniobras (m)				
	A	B	C	D	E
50	67	152	137	152	190
65	105	221	183	221	251
80	152	297	229	274	312
95	207	396	305	350	389
112	274	465	335	396	442

Tabla 3-1 Distancia de visibilidad de parada.

## 002.D Distancia de Visibilidad de Rebase en Carreteras de Dos Carriles.-

**002.D.01.- Criterios para el Proyecto.-** En carreteras de dos carriles, las maniobras de rebase se realizan en los carriles utilizados por el tránsito que circula en dirección opuesta. Para que la maniobra de rebase se lleve a cabo con seguridad, el conductor debe disponer adelante, de una distancia suficiente, libre de vehículos que le permita completar la maniobra. En caso de requerirse, el conductor puede regresar a su carril sin completar la maniobra de rebase, si percibe que el vehículo que se aproxima en dirección opuesta está demasiado cerca.

La distancia de visibilidad de rebase de proyecto, debe de terminarse sobre la base de una longitud que permita realizar la maniobra de rebase con seguridad. Aunque existen situaciones que pueden involucrar rebases múltiples, porque existan varios vehículos adelante, no es práctico considerar tales condiciones al desarrollar los criterios mínimos de proyecto.

La distancia de visibilidad de rebase en carreteras de dos carriles, es determinada por la suma de cuatro distancias según se muestra en la parte alta de la Figura 3 2.

$d_1$  = Distancia recorrida durante el tiempo de percepción-reacción.

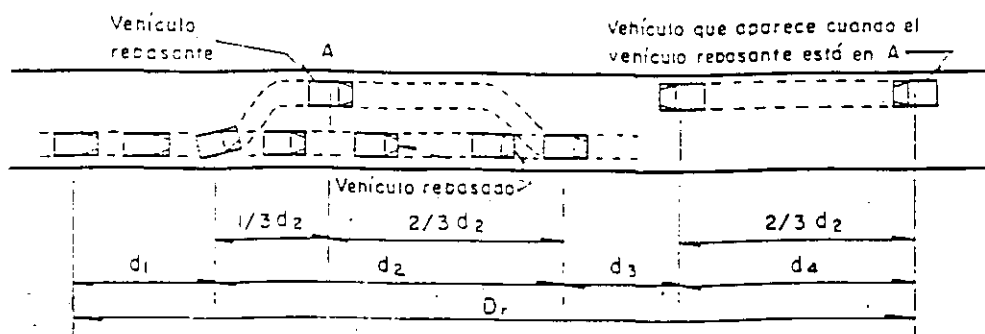
$d_2$  = Distancia recorrida mientras el vehículo que rebasa ocupa el carril izquierdo.

$d_3$  = Distancia entre el vehículo que rebasa y el vehículo en dirección opuesta, al final de la maniobra.

$d_4$  = Distancia recorrida por el vehículo que se aproxima en dirección opuesta durante dos tercios del tiempo en que el carril opuesto es ocupado por el vehículo que rebasa, es decir,  $2/3$  de  $d_2$ .

Para calcular la distancia de visibilidad de rebase de proyecto, puede usarse la expresión simplificada  $D = 4.5V$ , la cual involucra las consideraciones anteriores. En el proyecto de una carretera dichas distancias deberán excederse tanto como sea prácticamente posible y dentro de un contexto de costos razonables, proporcionar la mayor cantidad de oportunidades de rebase.

**002.D.02 Efecto de la Pendiente en la Distancia de Visibilidad de Rebase.-** Cuando existen pendientes pronunciadas se incrementa la distancia de visibilidad requerida para rebasar con seguridad. La maniobra de rebase es más fácil para el vehículo que circula cuesta abajo debido a que el conductor puede acelerar más rápidamente que en



- $d_1$  — Distancia recorrida durante el tiempo de reacción y durante la aceleración inicial hasta el punto en donde el vehículo rebasante invade el carril izquierdo.
- $d_2$  — Distancia recorrida por el vehículo rebasante desde que invade el carril izquierdo hasta que regresa a su carril.
- $d_3$  — Distancia entre el vehículo rebasante al terminar su maniobra y el vehículo que viene en sentido opuesto.
- $d_4$  — Distancia recorrida por el vehículo que viene en sentido opuesto.

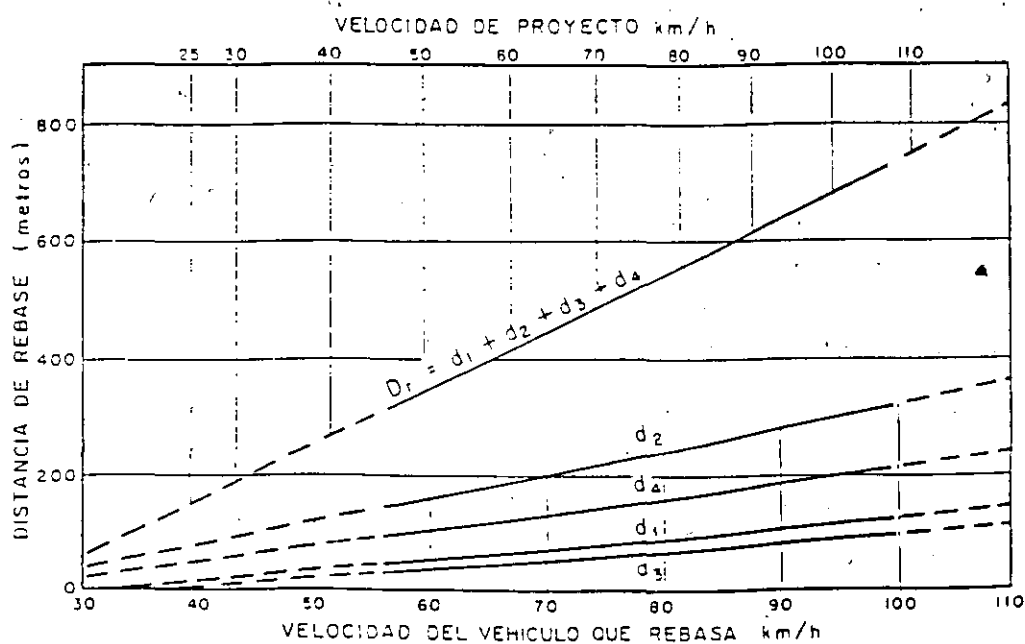


Figura 3.2. Maniobra de rebase según AASHTO.

terreno a nivel y por lo tanto puede reducir el tiempo necesario para rebasar, sin embargo, debido a que el vehículo rebasado puede acelerar también con facilidad, se crean situaciones indeseables de competencia.

Las distancias requeridas por los vehículos para rebasar con seguridad, cuesta arriba, son mayores que las necesarias en caminos a nivel, debido a que se reduce la capacidad de acelerar del vehículo que rebasa. Lo anterior se compensa de alguna manera por el hecho de que los vehículos rebasados son con frecuencia camiones que reducen sustancialmente su velocidad en el ascenso. Para que las maniobras de rebase se lleven a cabo con seguridad en las pendientes ascendentes, la distancia de visibilidad de rebase deberá ser más grande que la mínima calculada. Aunque los ajustes durante el proyecto son inevitables, el proyectista deberá reconocer la conveniencia de incrementar en lo posible, los valores calculados.

**002.D.03 Frecuencia y Longitud de los Tramos para Rebasar.-** La frecuencia y longitud de los tramos con suficiente visibilidad para rebasar depende principalmente de la topografía del terreno, de la velocidad de proyecto del camino y del costo que esto significa. Considerando los factores anteriores, las carreteras de dos carriles deberán contar con suficientes tramos para realizar las maniobras de rebase con seguridad.

Cuando en la carretera se esperan altos volúmenes de tránsito con porcentajes importantes de camiones es virtualmente obligatorio proporcionar suficientes tramos con visibilidad adecuada para mantener los niveles de servicio previstos y particularmente para reducir los sobrecostos de operación del transporte.

**002.E Distancia de Visibilidad de Rebase en Carreteras de Carriles Múltiples.**

En carreteras con dos o más carriles en cada sentido no es necesario considerar distancias de visibilidad de rebase, ya que se supone que las maniobras se realizan en carriles adyacentes con el mismo sentido del tránsito. Aquellas maniobras de rebase donde los vehículos tienen que cruzar la línea divisoria porque no exista una faja separadora o barrera central, son peligrosas y deberán prohibirse.

**002.F Criterios para Medir la Distancia de Visibilidad.**

Distancia de visibilidad, es la distancia a lo largo de un camino, en que un objeto con altura especificada es visible continuamente para el conductor. Esta distancia depende de la altura de los ojos del conductor y de la altura del objeto, sobre la superficie del camino.



**002.F.01 Altura de los Ojos del Conductor.-** Para calcular la distancia de visibilidad, en el caso de vehículos ligeros, se considera que la altura de los ojos del conductor se encuentra a 1.07 m sobre la superficie del camino. Esta altura se basa en estudios que demuestran que a través de los años, la altura ha disminuido de 1.14 m a 1.07 m. El cambio anterior afecta la longitud de las curvas verticales en cresta en aproximadamente cinco por ciento.

**002.F.02 Altura del Objeto.-** Para el cálculo de distancias de visibilidad de parada, se considera una altura del objeto sobre la superficie del camino de 0.15 m. Esta altura es representativa de la altura de aquellos objetos que pueden crear situaciones peligrosas y que logran ser percibidos a tiempo por el conductor. Utilizar alturas menores de 0.15 m en los cálculos conduce a longitudes considerablemente mayores de las curvas verticales en cresta. Para el cálculo de distancias de visibilidad de rebase, se considera una altura del objeto sobre la superficie del terreno de 1.20 m; esta altura ha variado de 1.37 a 1.30 m desde 1940.

Es necesario tomar en cuenta que la disminución en la altura de los ojos del conductor, de 1.14 m a 1.07 m, ocasiona que las curvas verticales en cresta, del alineamiento vertical, sean aproximadamente 5 por ciento más largas.

**002.F.03 Obstrucciones Laterales.-** En tangentes, la obstrucción que limita la visibilidad del conductor es la superficie del pavimento de curvas verticales en cresta. En curvas horizontales las obstrucciones pueden ser la superficie del pavimento en algunos puntos de curvas verticales en cresta o algunos elementos fuera del camino como barreras longitudinales, terraplenes de acceso en puentes, follaje de árboles, o los taludes de secciones en corte. Por consiguiente, deberán verificarse en los planos de construcción, las obstrucciones a la visibilidad de los alineamientos horizontal y vertical.

## **CAPITULO 003 ALINEAMIENTO HORIZONTAL**

### **003.A Consideraciones Teóricas.**

Para establecer un proyecto balanceado, es necesario que todos los elementos geométricos de un camino se proyecten para lograr una operación eficiente, económica y segura. El elemento de control general para alcanzar dicho propósito, es la velocidad de proyecto.

En el proyecto de las curvas horizontales de una carretera es necesario establecer una relación apropiada entre velocidad de proyecto y curvatura y su correspondiente relación con la sobreelevación y la fricción lateral. Aunque estas relaciones parten de las leyes de la mecánica, los valores reales para

proyecto, dependen de límites prácticos y de ciertos factores determinados más o menos empíricamente.

De las leyes de la mecánica, la fórmula básica que describe la operación de un vehículo en una curva, es la siguiente:

$$\frac{e + f}{1 - ef} = \frac{0.0079V^2}{R} = \frac{v^2}{127 R}$$

en donde: e= Sobreelevación del camino m/m  
 f= Coeficiente de fricción lateral  
 V Velocidad del vehículo en km/h  
 R= Radio de la curva m.

### 003.B Consideraciones Generales.

Como resultado de la investigación y la experiencia se han establecido los valores para e y f. Cuando se usa el valor de la sobreelevación máxima (e máx) con un valor conservador del coeficiente de fricción, en la fórmula básica, se puede determinar el radio mínimo de la curva para diferentes velocidades de proyecto. Cuando se usan curvas con radios mayores que el mínimo, para una velocidad dada de proyecto, es necesario balancear los factores involucrados en la determinación de sobreelevaciones debajo de las máximas.

**003.B.01 Coeficiente de Fricción Lateral.**- Con la variación tan amplia de velocidades de las curvas, se produce con frecuencia un desequilibrio de fuerzas, bien sea que la curva tenga o no, sobreelevación. Esta fuerza resulta en un empuje lateral de las llantas que es neutralizado por la fricción entre éstas y la superficie del camino. La fuerza en sentido opuesto es desarrollada por la distorsión del área de contacto de la llanta.

El coeficiente de fricción f, es la fuerza de fricción, dividida entre el peso del vehículo, perpendicular al pavimento y se expresa de manera simplificada, como sigue:

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

El coeficiente de fricción para el cual se produce un derrapamiento lateral inminente, depende de varios factores entre los cuales, los más importantes son la velocidad del vehículo, el tipo y condiciones de la superficie del pavimento y el tipo y condiciones de las llantas.

Las curvas no deberán proyectarse directamente, sobre la base de coeficientes de fricción máximos. La porción del coeficiente de fricción que puede usar la mayoría de los conductores con seguridad y confort, corresponde al valor máximo permisible para proyecto. El proyecto geométrico deberá basarse en condiciones aceptables de la superficie de rodamiento que puedan lograrse a costos razonables.

Puede aceptarse como control de la cantidad máxima de fricción lateral permisible, la velocidad que produce una falta evidente de confort en el conductor.

Las curvas con línea interrumpida de la Figura 3-3 describen los hallazgos de estudios y pruebas relacionadas con el coeficiente de fricción lateral

**003.B.02 Distribución de e y f en el Rango de Curvas.**- Para tener en cuenta las distintas combinaciones de grado y velocidad se han planteado cuatro procedimientos para calcular la sobreelevación en curvas de grado menor al máximo; estos procedimientos son:

a) Calcular la sobreelevación proporcionalmente al grado de curvatura de manera que  $S = 0$  para  $G = 0$  y  $S = S_{\text{máx.}}$  para  $G = G_{\text{máx.}}$ ; o sea que para un grado  $G$  cualquiera:  $S = (S_{\text{máx.}}/G_{\text{máx.}})G$ .

b) Calcular la sobreelevación de manera que un vehículo que circule a la velocidad de proyecto tenga toda la fuerza centrífuga contrarrestada por la sobreelevación; esto se hará hasta que se llegue a la sobreelevación con un grado menor al máximo. Para curvas más agudas o sea con un grado comprendido entre el antes citado y el máximo, se utilizará el coeficiente de fricción para que, junto con la sobreelevación máxima, contrarreste la fuerza centrífuga.

c) Calcular la sobreelevación en la misma forma que en el procedimiento anterior, pero considerando la velocidad de marcha en vez de la velocidad de proyecto.

d) Calcular la sobreelevación a través de una relación parabólica con valores comprendidos entre los obtenidos con el procedimiento a) y el procedimiento c).

En la Figura 3-4 se ilustra la variación de la sobreelevación y el coeficiente de fricción con el grado de curvatura en un caso particular, según los procedimientos descritos. La AASHTO (Referencia 3-3) recomienda el procedimiento (b) que reduce el coeficiente de fricción sin que llegue a tener valores negativos nulos. En la SCT se emplea el procedimiento (a) que distribuye uniformemente el coeficiente de fricción y la sobreelevación, de lo que resulta que la sobreelevaciones calculadas con este método, son menores que las calculadas

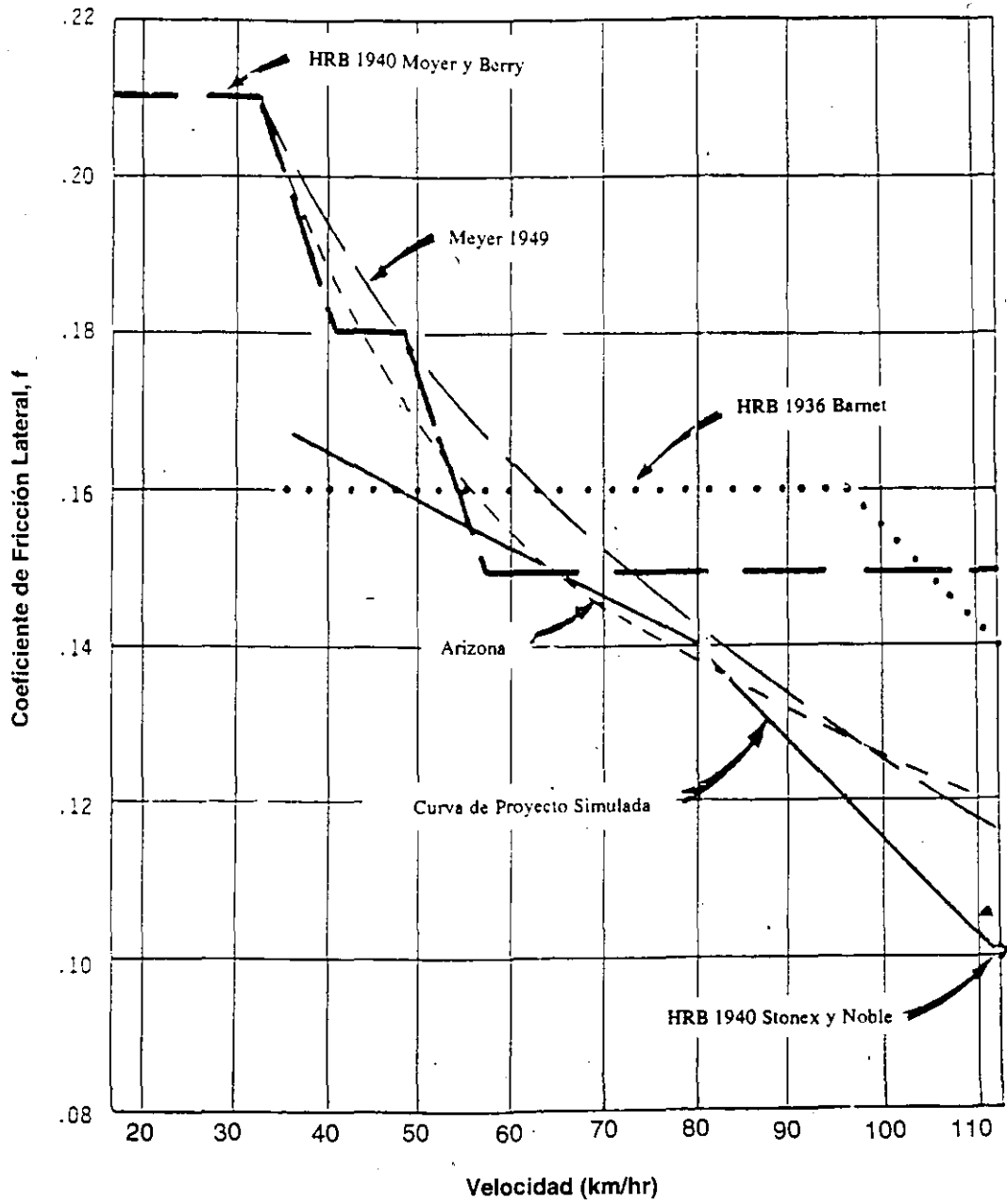


Figura 3-3 Coeficiente de fricción lateral para carreteras rurales y vías urbanas de alta velocidad.

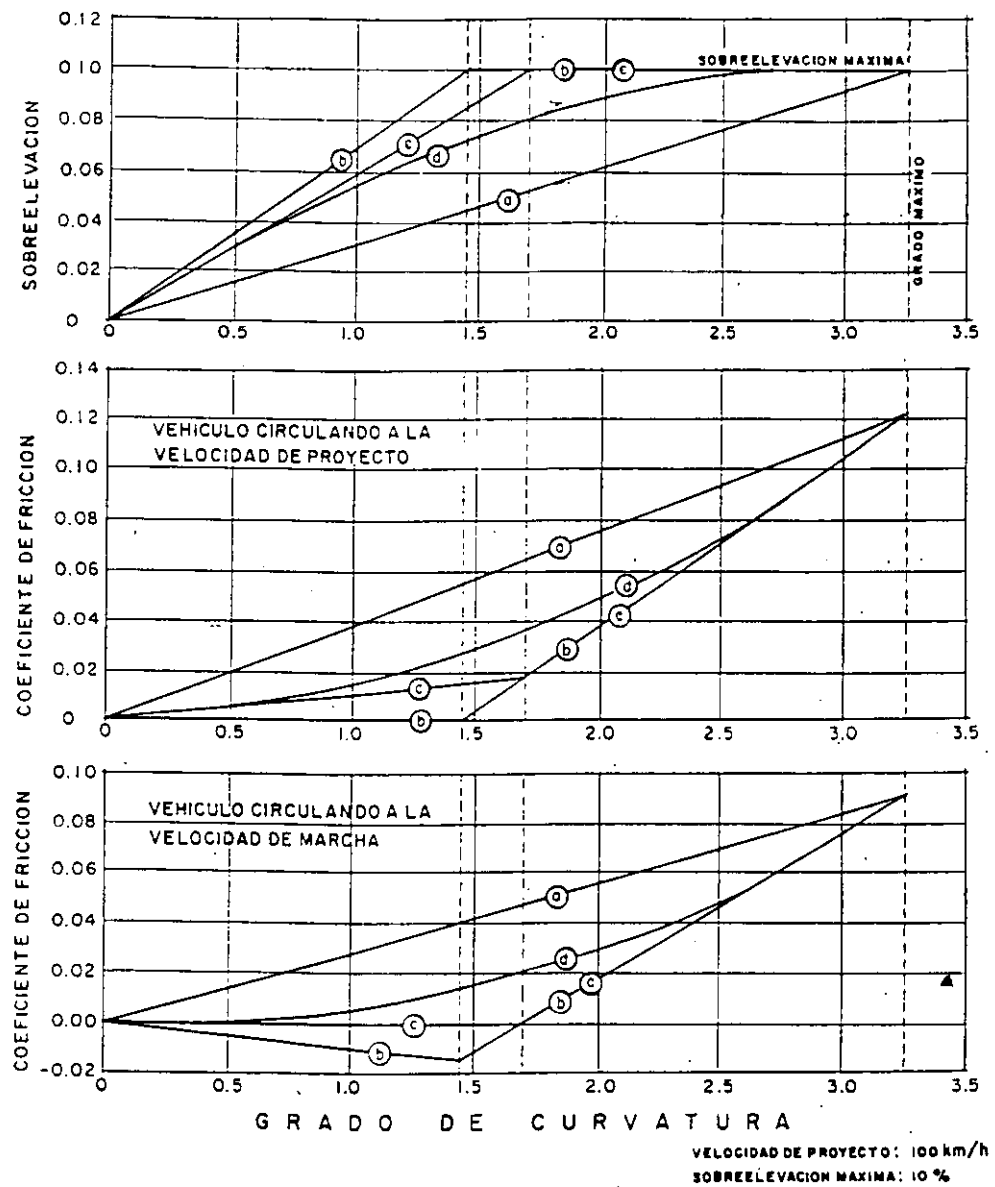


Figura 3-4 Distribución de la sobreelevación y del coeficiente de fricción en curvas de alineamiento horizontal.

con el método AASHTO, puesto que los coeficientes de fricción son mayores, pero siempre abajo de su valor máximo.

### **003.C Consideraciones de Proyecto.**

En el proyecto de curvas, es necesario determinar la sobreelevación aplicable al rango correspondiente a cada velocidad de proyecto. Un extremo de este rango es la sobreelevación máxima que se establece a partir de consideraciones prácticas y que se utiliza para determinar la curvatura máxima para cada velocidad. La sobreelevación máxima es distinta para condiciones diferentes de la carretera. En el otro extremo, no es necesaria la sobreelevación para carreteras en tangente o para curvas con radios extremadamente grandes. Para curvaturas, entre estos dos extremos y para una velocidad de proyecto dada, la sobreelevación deberá distribuirse de tal manera que exista una relación lógica entre el coeficiente de fricción lateral y la sobreelevación aplicada.

**003.C.01 Sobreelevaciones Máximas.**- Para una velocidad en particular, el máximo grado de curvatura queda determinado por la sobreelevación máxima en combinación con el valor máximo supuesto para el coeficiente de fricción lateral. La sobreelevación máxima en carreteras está controlada por varios factores: condiciones climáticas (frecuencia y magnitud de las precipitaciones de nieve y de hielo); condiciones del terreno (plano o montañoso); tipo de área (rural o urbana) y finalmente, por la frecuencia de vehículos muy lentos sujetos a condiciones inciertas de operación. La consideración conjunta de estos factores lleva a la conclusión de que no hay una sobreelevación máxima única que sea universalmente aplicable y, en consecuencia, que sea conveniente utilizar un rango de valores para la misma.

La sobreelevación máxima en camino abierto, que se usa comúnmente, es del orden de 0.10 y algunas veces 0.12. El uso de valores arriba de 0.08 se hace invariablemente en áreas con nieve y hielo. Aunque las sobreelevaciones más altas ofrecen cierta ventaja al grupo de conductores que viajan a altas velocidades, sobreelevaciones por arriba de 0.12 rebasan los límites prácticos en camino abierto. Lo anterior reconoce ciertas dificultades durante el proceso de construcción, de mantenimiento y de operación de los vehículos que circulan a bajas velocidades.

En tales condiciones, el valor de 0.12 representa un valor práctico máximo de la sobreelevación para sitios donde no existe nieve o hielo. En el caso de caminos revestidos con bajos volúmenes de tránsito, pueden usarse sobreelevaciones de 0.12 para facilitar el drenaje transversal, sin embargo, valores de este orden propician altas velocidades que pueden provocar la formación de roderas y el desplazamiento del

material de revestimiento. Se reconoce generalmente que 0.08 es un valor razonable para la sobreelevación.

Cuando la nieve y el hielo son factores a considerar, las pruebas y la experiencia señalan que un valor del orden de 0.08 es un máximo razonable para minimizar el deslizamiento transversal de los vehículos que circulan a bajas velocidades en la carretera.

En situaciones de congestión de tránsito o cuando los desarrollos adyacentes a la vía limitan las velocidades, es práctica común utilizar valores bajos para la sobreelevación máxima, usualmente de 0.040 o 0.060. De manera similar en intersecciones importantes o en lugares donde se conduce a bajas velocidades debido a que existen frecuentes movimientos de cruce o de giro, se utilizan sobreelevaciones muy bajas o bien se proyecta sin sobreelevación.

De lo anterior se puede concluir: 1) Al establecer los controles para el proyecto de curvas en carreteras, debe reconocerse la conveniencia de utilizar varias sobreelevaciones máximas en lugar de una sola. 2) No exceder el valor de 0.12 y suprimir la sobreelevación en proyectos de calles urbanas con bajas velocidades sujetas a restricciones severas. Por consiguiente, para fines prácticos, las sobreelevaciones recomendables son: 0.040, 0.060, 0.080, 0.100 y 0.120.

**003.C-02 Grado Máximo de Curvatura y Radio Mínimo.**- El grado máximo de curvatura (o el radio mínimo) es un valor que limita la curvatura para una velocidad de proyecto dada y se determina a partir de la sobreelevación máxima y del coeficiente de fricción máximo permisible.

El radio mínimo en condiciones de seguridad, se calcula directamente de la fórmula simplificada de la curva explicada en el párrafo 003.B.01

$$R_{min} = \frac{v^2}{127 (e + f)}$$

El grado de curvatura, de una curva circular, es el ángulo (o número de grados) subtendido en el centro por un arco de 20 m de longitud. Al usar G como el grado de la curva circular,  $G = 1145.92/R$ , la fórmula simplificada de la curva circular es la siguiente:

$$G_{max} = \frac{46000 (e + f)}{v^2}$$

### **003.D Proyecto de Curvas Horizontales en Carreteras Rurales y Arterias Urbanas de Alta Velocidad.**

La Figura 3-3 muestra, con una línea sólida superpuesta al conjunto de curvas, los valores recomendables del coeficiente de fricción lateral para carreteras rurales y arterias urbanas de alta velocidad. Dichos valores proporcionan un margen razonable de seguridad a altas velocidades y valores algo menores para velocidades de proyecto bajas, que permiten neutralizar la tendencia que tienen muchos conductores de circular con exceso de velocidad en carreteras con velocidades de proyecto bajas.

El procedimiento descrito previamente en el párrafo 003.B.02, para la distribución de  $e$  y  $f$ , es recomendable para todas aquellas curvas de carreteras rurales y arterias urbanas de alta velocidad con grados de curvatura menores que el máximo.

El radio de giro mínimo de cada una de las sobreelevaciones consideradas, puede calcularse a partir de la fórmula estándar de la sobreelevación, usando los valores de  $f$ , de la Figura 3-3.

**003.D.01 Efecto de las Pendientes.-** En pendientes pronunciadas los conductores tienden a viajar a velocidades más altas en descenso que en ascenso. En el proyecto de una carretera debe reconocerse esta tendencia y hacerse algunos ajustes en la sobreelevación. En el caso de carreteras divididas donde la sobreelevación de cada calzada es independiente, o en rampas de un solo sentido, el ajuste puede hacerse rápidamente. Una forma simple y práctica es suponer una velocidad de proyecto más alta para el descenso y más baja para el ascenso. Las variaciones en el proyecto dependerán necesariamente de condiciones particulares, especialmente de la longitud e inclinación de la pendiente y del valor relativo del grado de la curva, al ser comparado con los grados de otras curvas de tramos adyacentes.

**003.D.02 Curvas de Transición (Espirales).-** Cualquier vehículo de motor sigue una transición en su trayectoria al entrar o salir de una curva horizontal. El movimiento del volante del vehículo y la consiguiente ganancia o pérdida de fuerza centrífuga no pueden efectuarse instantáneamente. En la mayoría de las curvas el conductor promedio puede lograr una transición adecuada de su trayectoria dentro de los límites fijados por la anchura del carril en que éste circula, sin embargo, la combinación de altas velocidades y curvas cerradas, obliga a transiciones más largas que pueden propiciar la ocupación de carriles adyacentes. En tales circunstancias, puede ser apropiado el uso de curvas de transición para hacer que el conductor conserve más fácilmente su vehículo en el carril por donde circula. El empleo de curvas de transición entre tangentes y curvas circulares agudas y entre curvas circulares de radios



substancialmente diferentes es necesario que se cumplan ciertos requisitos. Las principales ventajas de las curvas de transición en el alineamiento horizontal, son las siguientes:

1. Cuando se proyectan correctamente proporcionan trayectorias que son fáciles de seguir por los conductores.
2. La longitud de la transición proporciona un arreglo conveniente y deseable para el desarrollo de la sobreelevación.
3. La espiral facilita la transición de la anchura del pavimento cuando la sección transversal tiene que ser ampliada a lo largo de una curva circular.
4. La apariencia de la carretera se mejora y realza con la aplicación de espirales.

Generalmente se usa la espiral de Euler, conocida también como clotoide. El grado de la curva varía desde 0 en tangente o punto final de la espiral, hasta el grado del arco, al final de la curva circular. Por definición, el grado de la curva en cualquier punto de la espiral varía con la distancia medida a lo largo de la misma espiral. En el caso de espirales que conectan dos curvas circulares de diferente radio, hay un grado inicial de la curva en lugar de un valor de cero.

Longitud de la Espiral.- La siguiente ecuación desarrollada en 1909 por Shortt para alcanzar una aceleración centrípeta gradual en curvas de ferrocarril, es la expresión básica utilizada en el cálculo de longitudes mínimas de espirales

$$L = 0.214 \frac{v^3}{C R}$$

en donde: L = Longitud mínima de la espiral en metros.  
 V = Velocidad en km/h.  
 R = Radio de la curva en metros.  
 C = Incremento de la aceleración centrípeta en metros/seg<sup>3</sup>.

El factor C es un valor empírico que indica el confort y la seguridad involucrados. Un valor de  $C = 0.305 \text{ m/s}^3$ , se acepta generalmente en la operación de ferrocarriles, pero en carreteras, se han usado valores en el rango de  $0.305 \text{ m/s}^3$  a  $0.914 \text{ m/s}^3$ . En algunos casos, esta fórmula es modificada para tomar en cuenta el efecto de la sobreelevación que resulta en longitudes mucho más cortas. Las carreteras aparentemente no requieren mayor precisión que la obtenida con esta fórmula o su modificación. Un control más práctico para la longitud de

la espiral, es aquél en que dicha longitud es igual a la requerida para el desarrollo de la sobreelevación.

**003.D.03 Desarrollo de la Sobreelevación.-** Longitud Requerida.- El término desarrollo de la sobreelevación se refiere a la longitud necesaria para completar el cambio de pendiente transversal, desde el bombeo hasta la sobreelevación total correspondiente a la curva o viceversa. En general, la longitud de la espiral debe ser tal, que permita hacer adecuadamente el cambio de pendientes transversales.

La práctica cotidiana indica, que para lograr una apariencia agradable y un grado aceptable de confort, la longitud para el desarrollo de la sobreelevación no debe exceder una pendiente longitudinal (la orilla comparada con la línea central de una carretera de dos carriles) de 1:200. En otras palabras, cuando se consideran calzadas de dos carriles, la diferencia en pendiente longitudinal entre el perfil de la orilla del pavimento y el perfil de su línea central no debe exceder 0.5 por ciento.

En ciertos lugares se usa la pendiente 1:200 para velocidades de proyecto de 80 km/h y mayores. Cuando las velocidades de proyecto están en el rango de 50 a 65 km/h se usan pendientes relativas de 1:50 y de 1:75 respectivamente. Estos valores corresponden a pendientes relativas de 0.67 y 0.58 por ciento. Para reflejar la importancia de una velocidad de proyecto más alta y para armonizar con curvaturas más suaves tanto horizontales como verticales, parece lógico extrapolar el cambio de pendiente relativa a velocidades de proyecto mayores.

La longitud para el desarrollo de la sobreelevación es directamente proporcional a la sobreelevación total, la cual es el producto de la anchura del carril por la sobreelevación relativa.

La longitud en que se desarrolla la sobreelevación es aplicable a todas las curvas sobreelevadas pudiendo usarse este valor en espirales con longitudes mínimas.

La longitud para desarrollar la sobreelevación en calzadas con más de dos carriles se basa en consideraciones similares. Sobre esta base las longitudes correspondientes a calzadas de carreteras de cuatro carriles serían el doble y en carreteras de tres carriles el triple.

**Localización con Respecto al Final de la Curva.-** En el proyecto de alineamientos con espirales de transición, el desarrollo de la sobreelevación se lleva a cabo en su totalidad sobre la curva de transición. Cuando no se usan espirales usualmente se colocan 2/3 del desarrollo de la sobreelevación sobre la tangente y 1/3 sobre la curva.

Métodos para Lograr la Sobreelevación.- Para pasar del bombeo a la sobreelevación se puede utilizar alguno de los siguientes métodos:

1. Girar la sección sobre el eje de la corona.
- 2.- Girar la sección sobre la orilla interior de la corona.
- 3.- Girar la sección sobre la orilla exterior de la corona.
- 4.- Girar la sección (cuando ésta es plana o recta) sobre la orilla exterior de la corona.

Considerando el número tan grande de arreglos que puede haber del perfil y reconociendo algunos problemas específicos como el drenaje, la eliminación de pendientes críticas, la estética y el acomodo del pavimento en el terreno, no es posible recomendar un método en particular, de los citados anteriormente. Se reconoce sin embargo, que el primer procedimiento es el más conveniente por requerir menor longitud de transición.

Proyecto del Perfil de la Orilla del Pavimento.- Al dar la sobreelevación se producen ángulos de quiebre en los perfiles, que conviene redondear por razones de apariencia y seguridad, insertando curvas verticales. Como una guía aproximada de carácter práctico la longitud mínima de la curva vertical en metros puede ser numéricamente igual a  $1/5$  de la velocidad de proyecto en km/h, siendo convenientes longitudes más grandes cuando así lo determine el perfil.

Desarrollo de la Sobreelevación en Carreteras Divididas con Faja Separadora Central.- En el proyecto de carreteras divididas, la inclusión de una faja separadora central en la sección transversal, puede alterar de alguna manera el tratamiento del desarrollo de la sobreelevación. Dependiendo de la anchura de la faja y de su sección, hay tres casos generales para el desarrollo de la sobreelevación:

Caso I.- Toda la sección, incluyendo la faja separadora, se sobreeleva conservándola en un plano.

Caso II.- La faja separadora se mantiene en un plano horizontal girando separadamente las dos calzadas alrededor de las orillas de la faja.

Caso III.- Las dos calzadas se tratan separadamente para desarrollar la sobreelevación, lo que resulta en una diferencia de altura de las orillas de la faja separadora.

El caso I, se limita necesariamente, a fajas separadoras angostas y a sobreelevaciones moderadas para evitar diferencias sustanciales de altura entre las orillas de la faja. El caso II, se aplica a cualquier anchura de la faja

separadora pero generalmente a anchuras que fluctúan alrededor de 10 m. El caso III, es preferible en fajas separadoras más anchas porque la diferencia de altura entre las orillas se minimiza debido a la pendiente transversal de la faja.

### **003.E Curvatura en Enlaces de Intersecciones.**

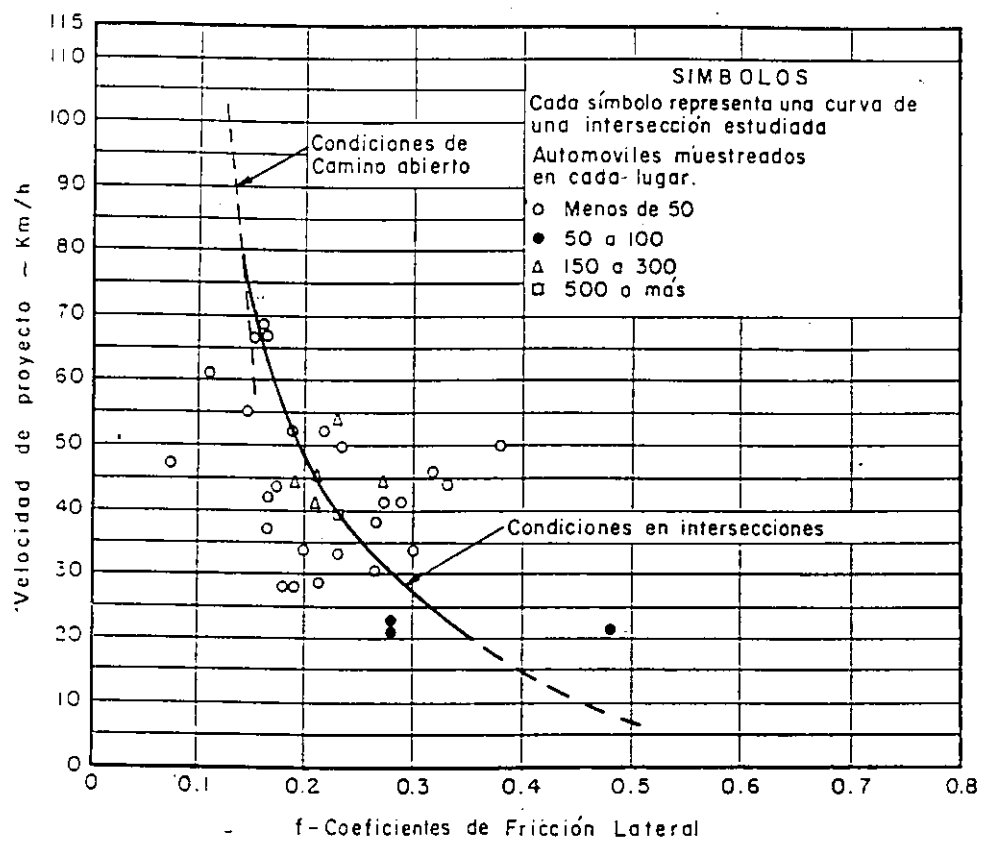
**003.E.01 Radio Mínimo para Velocidad de Giro Mínima.-** Los vehículos que dan vuelta en intersecciones proyectadas por radios de giros mínimos, tienen que operar a bajas velocidades, probablemente a menos de 15 km/h. Aunque es deseable y a menudo factible, proyectar para que los vehículos operen a mayor velocidad es necesario, a veces, por seguridad y economía, usar velocidades de proyecto bajas en la mayoría de las intersecciones. Es conveniente que la velocidad de proyecto utilizada sea la velocidad de marcha del tránsito de la carretera que se aproxima para dar vuelta en la intersección. El proyecto a tales velocidades causa poca interferencia y puede justificarse en los enlaces de algunos entronques o en intersecciones donde el conflicto con los peatones sea menor.

Los conductores generalmente conducen en las intersecciones a velocidades más altas en relación con el grado de curvatura, que en el caso de curvas de carreteras en camino abierto. Se alcanzan mayores velocidades porque los conductores aceptan y usan coeficientes de fricción más altos en curvas de intersecciones, en camino abierto. La Figura 3-5 muestra las relaciones velocidad-curvatura en términos de la distribución de velocidades y del coeficiente de fricción lateral, en curvas de intersecciones.

Para el proyecto de curvas en intersecciones, es deseable establecer un solo radio de giro mínimo para cada velocidad de proyecto. Esto se logra asumiendo una sobreelevación mínima para cada radio.

Además de la velocidad de proyecto, se usa también la velocidad de marcha promedio para el diseño de curvas en intersecciones. Con este propósito puede utilizarse la Figura 3-6 que relaciona las velocidades de proyecto con las velocidades promedio de marcha, tanto en camino abierto como en intersecciones.

Los radios de giro mínimos que se indican deberán usarse, de preferencia, para la orilla interna en lugar del centro del pavimento. En todos los casos deberá darse la mayor sobreelevación posible, dentro de los límites prácticos. Para los radios que se sugieren deberá procurarse una sobreelevación de por lo menos 0.08 en todos los casos y de 0.08 a 1.00 donde la nieve o el hielo sean factores dominantes. Asimismo, cuando la intersección aloje un porcentaje importante de camiones, debe evitarse la



**Figura 3-5** Relación entre la velocidad de proyecto y el coeficiente de fricción lateral en intersecciones.

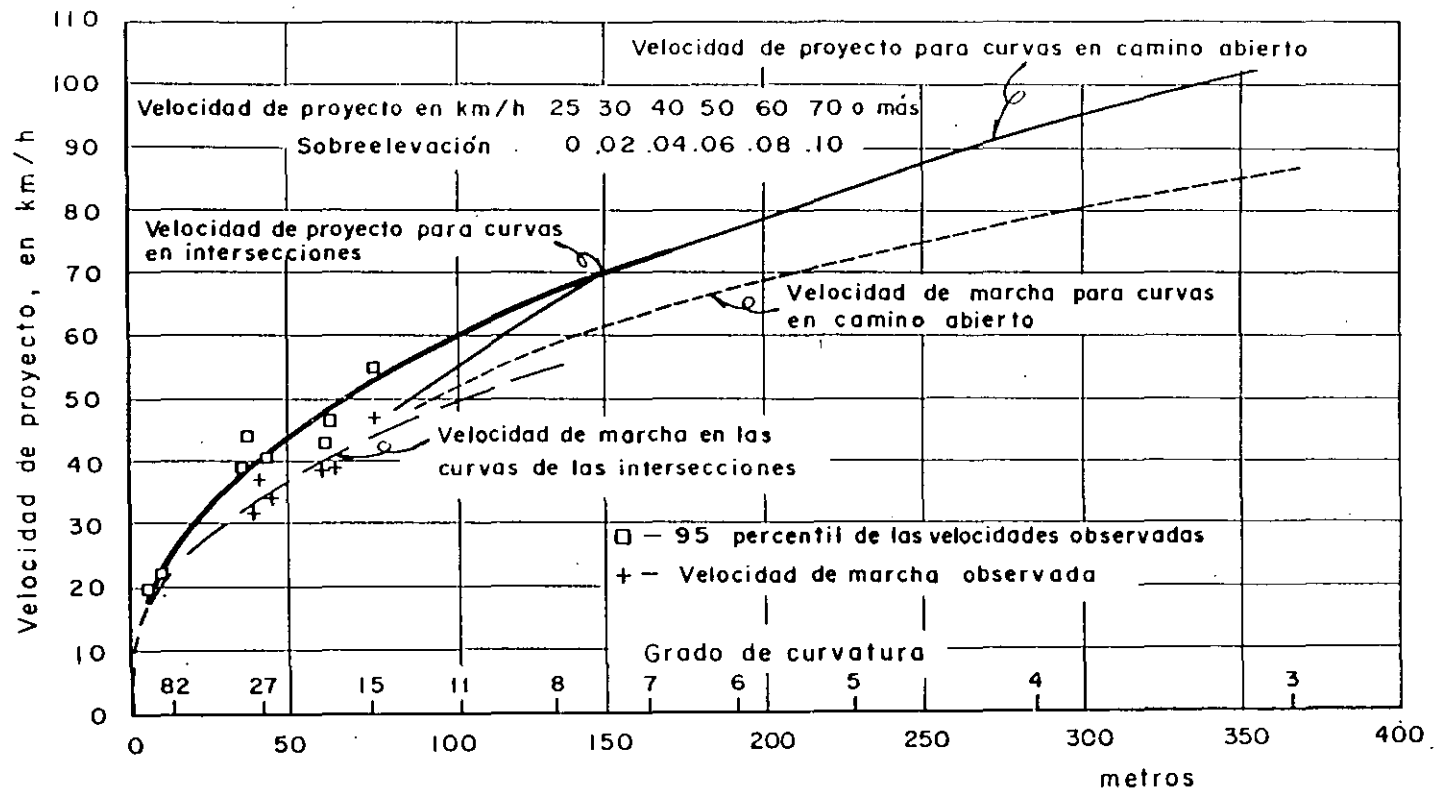


Figura 3-6 Radios mínimos para curvas en intersecciones.

sobreelevación, debido a que los vehículos pesados tienen mayor dificultad para desplazarse.

**003.E.02 Curvas de Transición y Curvas Compuestas.-** Los conductores siguen trayectorias de transición cuando hacen maniobras de giro en intersecciones, de la misma manera que en curvas de carreteras en camino abierto. Por consiguiente, el proyecto deberá contemplar la incorporación de curvas espirales o curvas circulares compuestas que faciliten las trayectorias naturales de los vehículos.

**003.E.03 Longitud de la Espiral.-** La longitud de espirales en intersecciones, se determina de la misma manera que en camino abierto. En intersecciones las curvas espirales pueden ser más cortas porque los conductores aceptan cambios de dirección más rápidos donde existen restricciones para circular libremente.

**003.E.04 Curvas Circulares Compuestas.-** Las curvas circulares compuestas son efectivas para mejorar la apariencia de los enlaces en intersecciones a nivel y en rampas de entronques a desnivel. Cuando se usan curvas de arco circulares muy diferentes el alineamiento se torna abrupto o forzado y los conductores requieren de un considerable esfuerzo para maniobrar sus vehículos y mantenerlos dentro de trayectorias adecuadas.

Para curvas compuestas en camino abierto, se acepta generalmente una relación de 1.5:1 entre el radio de la curva más abierta y el radio de la más cerrada. En curvas de intersecciones donde los conductores aceptan cambios más rápidos, la relación entre la curva más abierta y la más cerrada puede a ser de 2:1. En lo posible deberán usarse relaciones de 1:1.75. Cuando la relación sea mayor de 2:1 deberá insertarse una espiral o un arco circular de radio intermedio entre las dos curvas.

#### **003.F Anchura de los Enlaces en Intersecciones.**

Las anchuras de calzada en los enlaces de intersecciones, están gobernados por el volumen de tránsito que da vuelta y el tipo de vehículos que éstos pueden alojar en uno ó en dos sentidos de circulación, dependiendo de la geometría de la intersección.

**003.F.01 Anchura de Calzada.-** Las anchuras de calzada en enlaces, se clasifican de acuerdo con los siguientes tipos de operación:

I. Operación en un solo sentido, con un solo carril y sin previsión para rebase.

II. Operación en un solo sentido, con un solo carril y con previsión para el rebase de vehículos estacionados.

III. Operación en uno ó en dos sentidos de operación y con dos carriles.

El caso I, se utiliza para enlaces de corta longitud, donde los volúmenes de tránsito son moderados.

En el caso II, la anchura permite la operación a bajas velocidades y con distancias libres restringidas para rebasar a un vehículo estacionado. Estas anchuras son aplicables a todos los movimientos de vuelta, donde los volúmenes de tránsito, fluctúan entre moderados y altos, siempre y cuando no excedan la capacidad de un solo carril.

La anchura en el caso III, es aplicable cuando la operación es en dos sentidos, pero son necesarios dos carriles para acomodar el volumen de tránsito.

La anchura de la huella del vehículo U, es la distancia entre las trayectorias externas de las ruedas del vehículo mientras circula dentro de la curva. La anchura de la huella en tangente es la entrevía EV. Cuando un vehículo circula en una curva, la anchura de la huella es mayor que cuando circula en tangente. Para vehículos ligeros y camiones de dos ejes (DE-335 y DE-610) la anchura de la huella en curva es igual a la huella del vehículo en tangente, más el desplazamiento de la misma huella. Esta, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$U = EV + R - \sqrt{R^2 - DE^2}$$

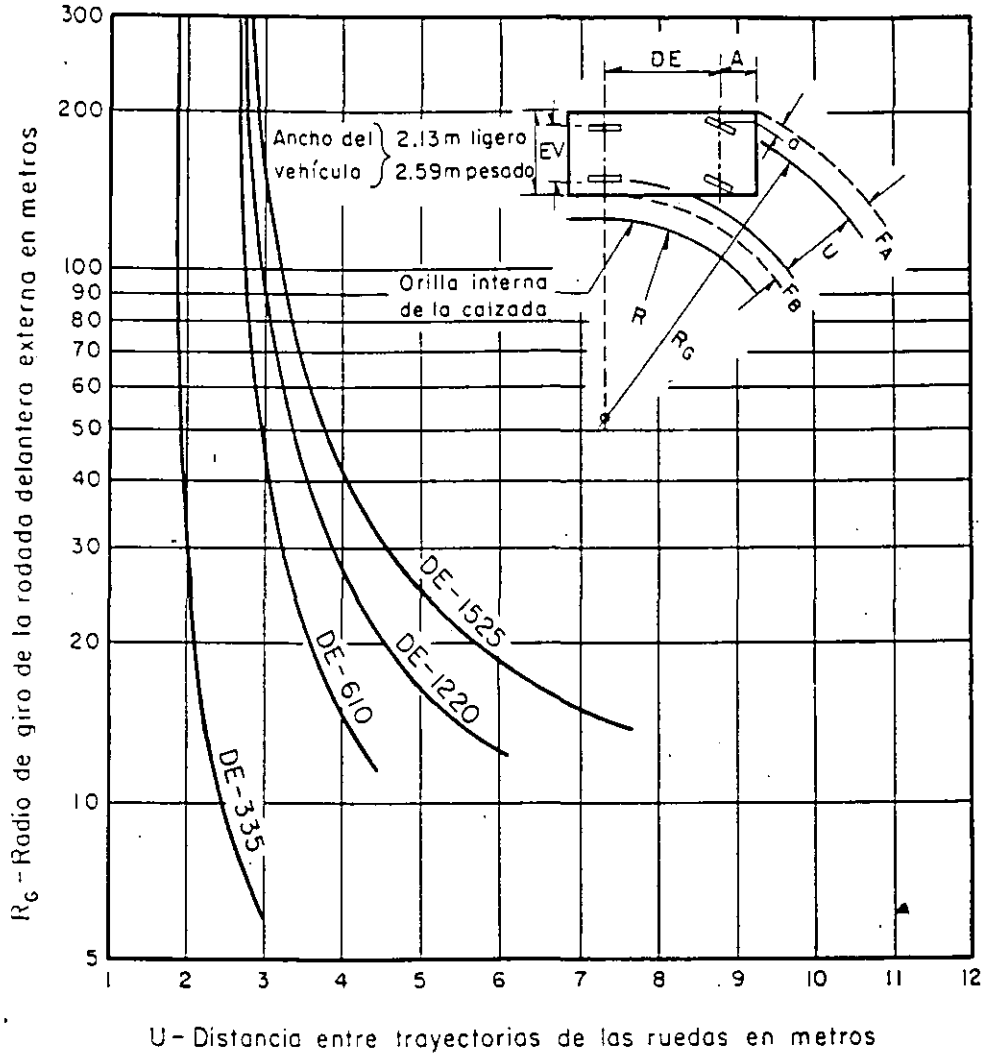
donde: EV = Entrevía (huella del vehículo en tangente) en metros.  
 R = Radio de giro de la rueda delantera externa en metros.  
 DE = Distancia entre ejes extremos del vehículo - en metros.

La ecuación anterior se aplica, únicamente, a vehículos formados por una sola unidad. Los valores correspondientes a vehículos integrados por combinaciones de tractor semi-remolque y/o remolque, se obtienen de modelos a escala y modelos de computadora. Los valores de U, para diferentes radios de giro de algunos vehículos de proyecto se muestran en la Figura 3-7.

La proyección del vuelo delantero  $F^A$ , es la distancia radial entre la cara exterior de la rueda delantera externa y el borde de la carrocería. Sus valores para algunos vehículos de proyecto y diferentes radios de giro se muestran en la Figura 3 8.

La proyección del vuelo trasero  $F^B$ , es la distancia radial entre la cara exterior de la rueda trasera interna y el borde de la carrocería.





**Figura 3-7** Distancia entre las trayectorias externas de las ruedas del vehículo dentro de la curva.

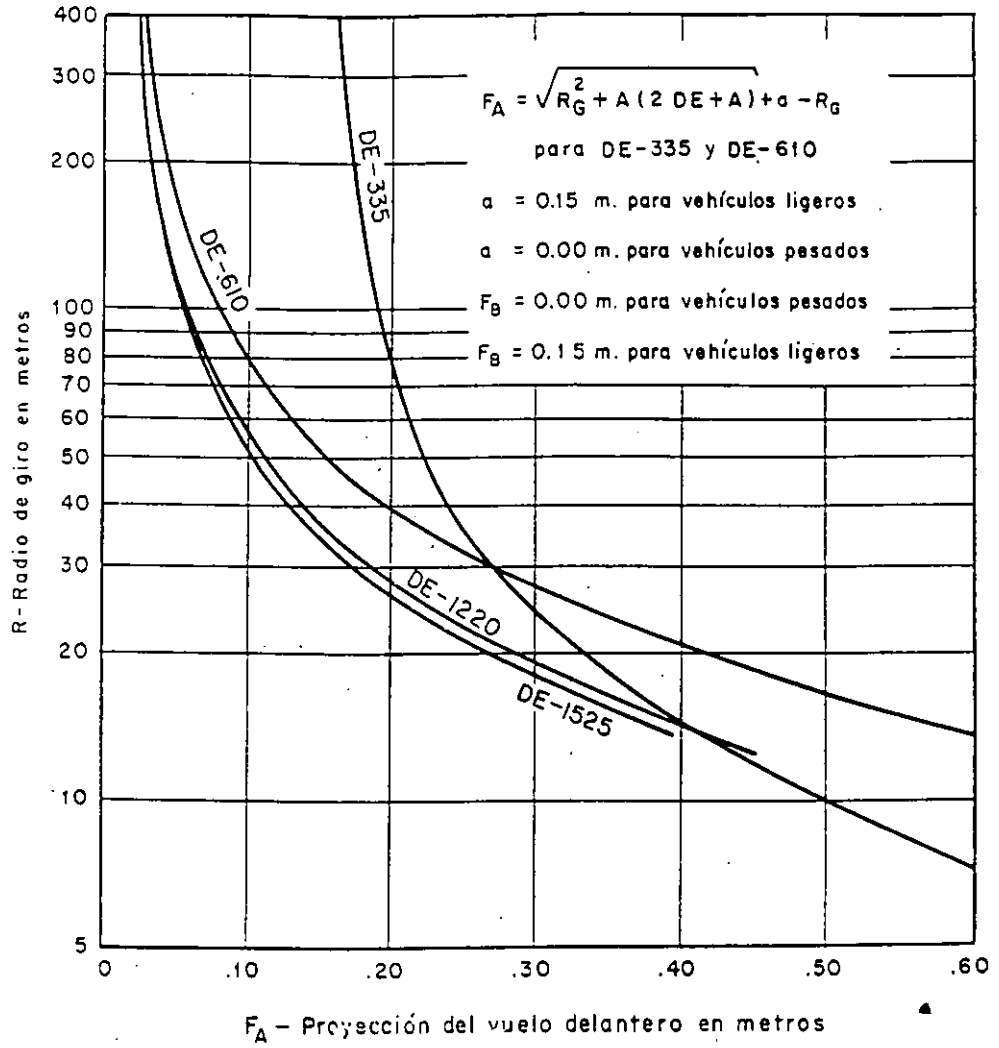


Figura 3-8 Proyección del vuelo delantero del vehículo.

El ancho adicional (Z) proporciona una tolerancia que considera la dificultad de maniobrar en las curvas y las distintas formas de manejar los conductores. Se mide radialmente y se aplica en la orilla interior de la calzada, siendo uniforme a lo largo de toda la curva. Su valor se obtiene a partir de la siguiente expresión empírica:

$$Z = \frac{0.10 V}{\sqrt{R}}$$

en donde: Z = Anchura adicional por dificultad de maniobra en metros.

V = Velocidad de proyecto en km/h.

R = Radio de la orilla interna de la calzada en metros.

Para los valores de V y de R empleados usualmente en intersecciones, Z es un valor casi constante de 0.60 m.

La distancia libre entre vehículos C es el espacio entre la orilla del pavimento y la trayectoria de la rueda más cercana a dicha orilla; se refiere además, al espacio libre o separación que existe entre las carrocerías de los vehículos que se encuentran o rebasan en la curva. Su valor para proyecto se considera igual o mayor a 1.20 m. Las expresiones para calcular la anchura total de calzada correspondiente a cada una de las tres condiciones de operación mencionadas se muestran en la Figura 3 9.

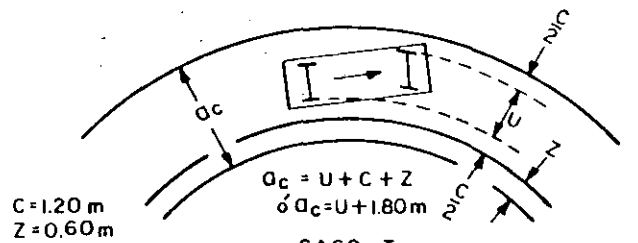
Para poder determinar la anchura del enlace, además de considerar el tipo de operación para el cual se haya decidido proyectar, es necesario conocer los tipos de vehículos que circularán en el mismo y su grado de participación en la corriente de tránsito.

Las calzadas de los enlaces, usualmente alojan varios tipos de vehículos y rara vez se proyectan para que circulen exclusivamente tractores con semi-remolque o vehículos más grandes; por consiguiente, una guía adecuada, es proyectar los enlaces considerando diversos tipos de vehículos. Sin embargo, cuando un enlace va a ser utilizado por vehículos muy grandes, sus trayectorias deberán poder alojarse en enlaces cuya operación sea del tipo I.

Las condiciones de tránsito que usualmente se consideran, en combinación con los tres tipos de operación descritos en el párrafo 002.F.01, son los siguientes:

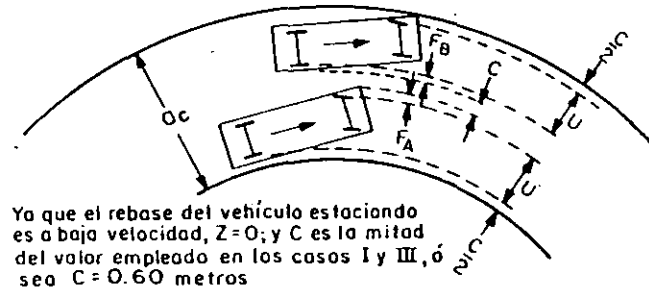
Condición de Tránsito A: predominantemente vehículos de proyecto DE-335 pero con algunos camiones DE-610.

Condición de Tránsito B: un número suficiente de vehículos DE-610 como para gobernar el proyecto, pero con algunos semi-remolques.



— CASO I —

OPERACION EN UN SOLO SENTIDO, CON UN SOLO CARRIL Y SIN PREVISION PARA REBASE



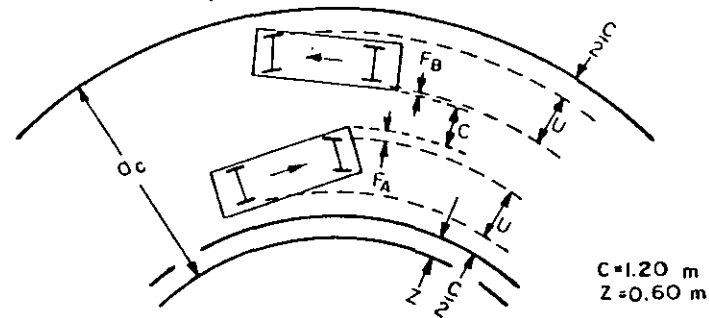
Ya que el rebase del vehículo estacionado es a baja velocidad,  $Z=0$ ; y  $C$  es la mitad del valor empleado en los casos I y III, ó sea  $C=0.60$  metros

$$a_c = 2(U+C) + F_A + F_B \text{ ó}$$

$$a_c = 2U + F_A + F_B + 1.20\text{ m.}$$

— CASO II —

OPERACION EN UN SOLO SENTIDO, CON UN SOLO CARRIL Y CON PREVISION DE REBASE A VEHICULOS ESTACIONADOS



$$a_c = 2(U+C) + F_A + F_B + Z \text{ ó}$$

$$a_c = 2U + F_A + F_B + 3.00\text{ m}$$

— CASO III —

OPERACION EN UNO O EN DOS SENTIDOS DE CIRCULACION Y CON DOS CARRILES

$U$  = Distancia entre las trayectorias extremas de las ruedas del vehículo dentro de la curva, (m)

$F_A$  = Proyección del vuelo delantero, (m)

$F_B$  = Proyección del vuelo trasero, (m)

$C$  = Distancia libre entre vehículos, (m)

$Z$  = Ancho adicional por dificultad de maniobra, (m)

NOTA: En las fórmulas para los casos II y III si el vehículo rebasado es de diferente tipo,  $2U$  se convertirá en  $U_1 + U_2$ .

Figura 3-9 Ancho de la calzada en los enlaces.

Condición de Tránsito C: suficientes vehículos DE-1220 o DE-1525 para gobernar el proyecto.

En la Tabla 3-2 se sugieren las anchuras de proyecto que consideran la combinación de los tipos de operación y condiciones de tránsito tratadas con anterioridad. Es necesario, sin embargo, tener presente los cambios tan dinámicos que están experimentando las dimensiones y pesos de los vehículos de carga que circulan en la red nacional de carreteras y la nueva reglamentación con el fin de ponderar el efecto que dichos cambios pudieran tener en el proyecto.

**003.F.02 Acotamientos en los Enlaces.-** En intersecciones canalizadas, usualmente no son necesarios los acotamientos. Los carriles pueden delinearse con guarniciones, marcas en el pavimento o isletas.

Cuando existen enlaces independientes para dar vuelta a la derecha, la orilla izquierda del enlace sirve para delinear uno de los lados de la isleta triangular. Si la isleta es pequeña o especialmente importante para encauzar movimientos, ésta debe ser delimitada por guarniciones o marcas en el pavimento. Por otra parte, cuando el radio de giro es grande, el lado de la isleta puede ser delimitado por delineadores (fantasmas) o simplemente, con marcas en el pavimento. En cualquier caso, el acotamiento del lado izquierdo es innecesario.

En áreas rurales, el acotamiento se proporciona del lado derecho de los enlaces que se utilizan para dar vuelta en esa dirección. Al igual que en camino abierto, el acotamiento derecho es esencial como tratamiento general de la sección transversal, sin embargo, es posible que éstos tengan que ser más angostos, debido a las condiciones de la intersección. En virtud de que los vehículos tienen tendencia a invadir los acotamientos, deberá considerarse la conveniencia de que sean robustos para que soporten el paso frecuente de camiones. En la Tabla 3-3 se indican los rangos recomendables para proyecto.

**003.G Anchura de la Calzada en Tangente.**

Para determinar la anchura de calzada en tangente, es necesario establecer el nivel de servicio deseado para el año de proyecto. Esta información junto con estudios económicos que consideren los costos de construcción, conservación y operación, pueden conducir a la determinación del número adecuado de carriles y del ancho necesario de éstos, para satisfacer la futura demanda de tránsito. Las anchuras usuales son 2.75 m, 3.00 m, 3.30 m y 3.65 m, proyectándose normalmente dos, cuatro ó más carriles; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es muy bajo, de 75 vehículos por día o menos, pueden proyectarse de un solo carril para las dos direcciones del tránsito, con una anchura de 4.50 m.

R Radios de la orilla interna de la calzada, metros	ANCHO DE CALZADA EN METROS								
	CASO I Operación en un sólo sentido, con un sólo ca- rril y sin previsión - para el rebase.			CASO II Operación en un sólo sentido, con un sólo ca- rril y con previsión - para el rebase a ve- hículos estacionados.			CASO III Operación en uno o dos sentidos de circu- lación, y con dos ca- rriles.		
	CONDICION DE TRANSITO								
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15.00	5.50	5.50	7.00	7.00	7.50	8.75	9.50	10.75	12.75
23.00	5.00	5.25	5.75	6.50	7.00	8.25	8.75	10.00	11.25
31.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	7.50	8.50	9.50	10.75
46.00	4.25	5.00	5.25	5.75	6.50	7.25	8.25	9.25	10.00
61.00	4.00	5.00	5.00	5.75	6.50	7.00	8.25	8.75	9.50
91.00	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	9.25
122.00	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	8.75
152.00	3.75	4.50	4.50	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	8.75
Tangente	3.75	4.50	4.50	5.25	5.75	6.50	7.50	8.25	8.25
Modificaciones al ancho de acuerdo con el tratamiento de las orillas de la calzada.									
Guarnición achafianada	NINGUNA			NINGUNA			NINGUNA		
Guarnición vertical Un lado	Aumentar 0.30 m			NINGUNA			Aumentar 0.30m		
Dos lados	Aumentar 0.60 m			Aumentar 0.30m			Aumentar 0.60m		
Acotamiento, en uno o en ambos lados.	NINGUNA			Restar el ancho del aco- tamiento; Ancho mínimo de la calzada el del Caso I			Cuando el acotamiento sea de 1.20m o mayor, reducir 0.60 m		

**Tabla 3-2. Ancho de calzada en los enlaces.**

Condiciones de operación	Ancho del Acotamiento o Espacio Lateral Fuera de los Límites del Camino (m)	
	Izquierdo	Derecho
Longitud corta, usualmente para canalizar el tránsito en intersecciones	0.60 a 1.20	0.60 a 1.20
Longitud media y larga, o en corte o en terraplén*	1.20 a 3.00	1.80 a 3.60

**Tabla 3-3 Rangos del ancho del acotamiento o espacio lateral equivalente fuera de los límites del camino. Todas las dimensiones deben ser incrementadas, hasta donde sea necesario por la distancia de visibilidad.**

### 003.H Ampliaciones en Curvas.

En algunas ocasiones se amplían las curvas horizontales para que sus condiciones de operación sean comparables con las condiciones en tangente. Las ampliaciones son necesarias en ciertas curvas por cualquiera de las siguientes razones: 1) Los vehículos o los camiones ocupan mayor espacio, debido a que la huella es más ancha. 2) Los conductores experimentan dificultad para mantener sus vehículos en el centro del carril.

La anchura adicional requerida cuando se circula en una curva, puede ser calculada geoméricamente para cualquier combinación de radios y distancias entre ejes extremos (DE).

En autopistas con carriles de 3.65 m y altas especificaciones de alineamiento, se reduce considerablemente la necesidad de ampliar las curvas, sin embargo, bajo ciertas condiciones de velocidad y curvatura, puede subsistir ese requerimiento.

La anchura de calzada en curvas de caminos de dos carriles, se calcula sumando a la distancia entre huellas  $U$  de los vehículos circulando en curva, la distancia libre lateral  $C$  que debe existir entre ambos vehículos y entre éstos, y la orilla de la calzada y el sobreebanco  $F^A$  (proyección del vuelo delantero) del vehículo que circula por el lado interior de la curva; al valor resultante hay que sumar una distancia adicional  $Z$  que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva. La Figura 3-10 ilustra la forma en que intervienen, cada uno de los elementos mencionados, en el cálculo de la ampliación necesaria para obtener la anchura de calzada en curva.

Para fines de proyecto no se consideran aquellas ampliaciones que resulten menores de 0.20 m.

En curvas circulares con espirales, la ampliación puede darse proporcionalmente a la longitud de las espirales. En curvas circulares sin espirales, puede usarse el mismo criterio.

El cálculo de cada caso deberá tratarse de manera individual considerando las condiciones prevaletientes del tránsito y características particulares de proyecto.

### 003.I Distancia de Visibilidad en Curvas Horizontales.

Otro elemento del alineamiento horizontal, es la distancia de visibilidad en el interior de curvas horizontales. Cuando existen obstrucciones a la visibilidad como muros de contención, cortes del terreno, edificios, barreras longitudinales, etc., en la parte interior de las curvas, pueden requerirse ajustes al proyecto de la sección transversal de la carretera o cambios al alineamiento si la obstrucción no puede ser removida.



**SÍMBOLOS:**

- a - Ancho de calzada en tangente
- a<sub>c</sub> - Ancho de calzada en curva
- A - Ampliación en curva
- V<sub>t</sub> - Vuelo trasero
- V<sub>d</sub> - Vuelo delantero
- DE - Distancia entre ejes
- EV - Entrevía (en este caso igual al ancho total del vehículo)
- J - Distancia libre entre vehículos
- U - Distancia entre huellas externas
- F<sub>A</sub> - Proyección del vuelo delantero
- Z - Sobreebanco por dificultad de maniobra

NOTA: Todas las medidas en metros y normales al alineamiento horizontal.

**EXPRESIONES PARA EL CALCULO:**

$$A = a_c - a$$

$$a_c = 2U + 2C + F_A + Z$$

$$U = \sqrt{EV + R - \sqrt{R^2 - DE^2}}$$

$$F_A = \sqrt{R^2 + V_d^2} - (2DE + V_d) - R$$

$$Z = 0.1 \frac{V}{\sqrt{R}}$$

ANCHO CALZADA (a) en m	VALOR DE (c) en m
5.50	0.45
6.10	0.60
6.70	0.75
7.30	0.90

Para caminos con a = 5.50 en donde se espera bajo volumen de tránsito puede considerarse que Z = 0.

**GRAFICAS PARA EL CALCULO:**

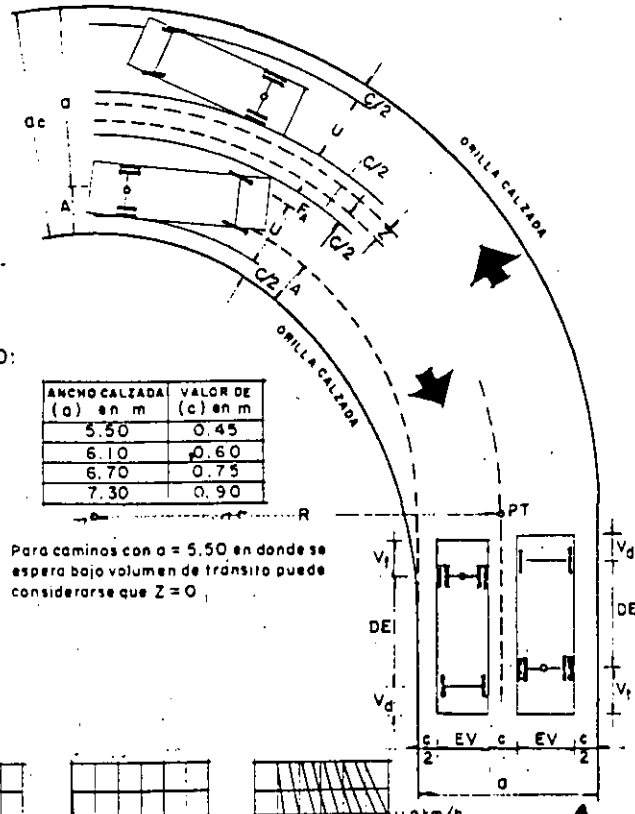
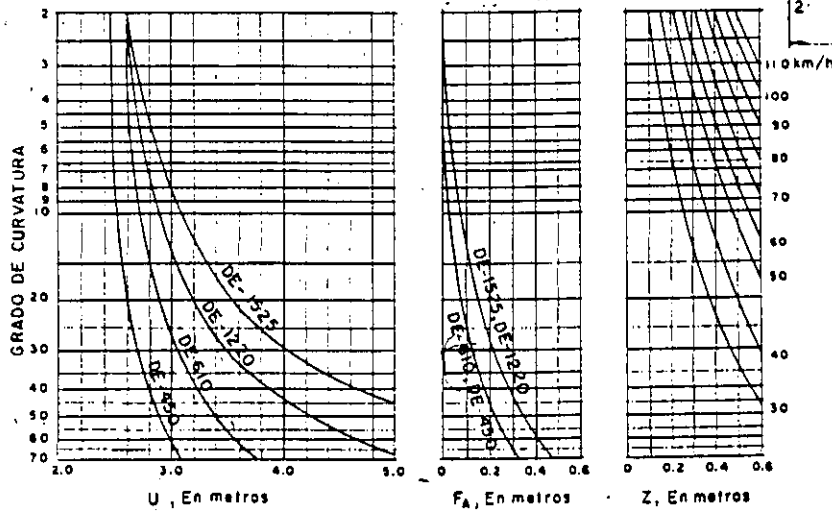


Figura 3-10 Ampliaciones en curvas de alineamiento horizontal.

Debido a que los alineamientos, las secciones transversales y el número, tipo y localización de las obstrucciones pueden variar considerablemente, será necesario realizar estudios en cada caso. Con la velocidad de proyecto y la distancia de visibilidad como controles, el proyectista deberá verificar las condiciones reales y hacer los ajustes necesarios para proporcionar la distancia de visibilidad apropiada.

**003.I.01 Distancia de Visibilidad de Parada.**- En el proyecto de curvas horizontales, la línea de visión del conductor está representada por una cuerda de la curva y la distancia de visibilidad de parada, por la longitud de la curva medida siguiendo el centro del carril interior. La Figura 3-11 ilustra la razón para proyectar de tal manera que los obstáculos estén suficientemente alejados de la orilla de la calzada. Esta distancia puede calcularse con la siguiente expresión:

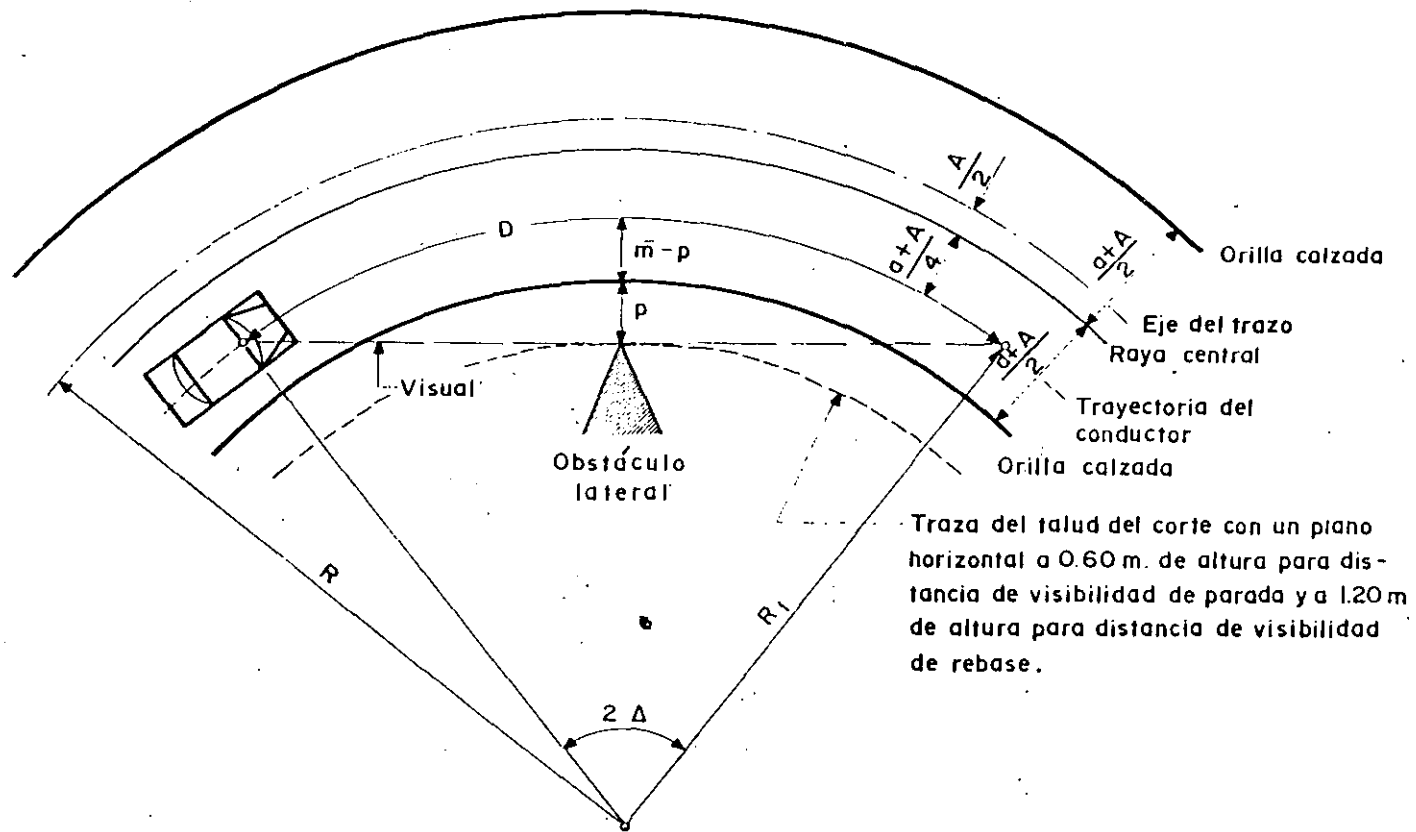
$$R_1 = R - \frac{a + 3A}{4}$$

Cuando no se disponga de la distancia de visibilidad mínima, debido a la presencia de obstrucciones como defensas o parapetos, deberán considerarse, por seguridad y por razones económicas, otras alternativas. Remover la obstrucción, disminuir el grado de curvatura o aceptar velocidades de proyecto más bajas, pueden ser algunas de estas alternativas.

**003.I.02 Distancia de Visibilidad de Rebase.**- Para una misma velocidad de proyecto, la distancia de visibilidad de rebase en una carretera de dos carriles es alrededor de cuatro veces más grandes que la distancia de visibilidad de parada. Para disponer de esas distancias, es necesario que el interior de las curvas cuente con áreas despejadas mucho más amplias. La fórmula de la distancia de visibilidad de parada puede aplicarse directamente para calcular la distancia de visibilidad de rebase, sin embargo, desde el punto de vista práctico, su valor es limitado, excepto en el caso de curvas muy largas. Se llega a la conclusión de que sólo se puede proporcionar la distancia de visibilidad de rebase en curvas muy amplias. En general, para fines prácticos, las distancias de visibilidad de rebase están limitadas a alineamientos localizados en terreno plano o lomeríos suaves.

### **003.J Controles Generales para el Alineamiento Horizontal.**

Además del proyecto de los elementos específicos del alineamiento horizontal, hay ciertos controles generales que se utilizan en la práctica cotidiana para lograr mayor eficiencia en la operación de una carretera. La curvatura excesiva, además de limitar la capacidad, puede ocasionar



**Figura 3-11. Distancia a obstáculos laterales en curvas horizontales.**

pérdidas económicas cuantiosas al aumentar los sobrecostos del transporte, especialmente cuando la carretera forma parte de algún corredor de transporte donde se desplazan mercancías con un alto valor económico. Para evitar prácticas de proyecto pobres, cuyo objetivo generalmente es lograr ahorros iniciales en los costos de construcción, se sugieren los siguientes controles de proyecto siempre que sea posible:

1. Procurar alineamientos tan direccionales como sea posible pero al mismo tiempo, consistente con la topografía y con la preservación de las propiedades y valores de la comunidad. En general, conviene mantenerse en un mínimo el número de curvas de poca longitud y evitar curvas sucesivas de este tipo, ya que pueden provocar una operación errática. Hasta donde sea posible, incorporar tangentes en un alto porcentaje de la longitud, con el fin de proporcionar suficientes tramos con visibilidad de rebase.

2. Evitar siempre que sea posible, la máxima curvatura admisible correspondiente a la velocidad de proyecto de la carretera. El proyectista deberá intentar, en general, utilizar curvas suaves, reservando la curvatura máxima para las condiciones más críticas.

3. Procurar alineamientos que sean consistentes evitando el uso de curvas agudas al final de tangentes muy largas. En general, deberán evitarse cambios bruscos cuando se pase de una zona de curvas suaves a una zona de curvas pronunciadas.

4. Evitar el uso de curvas compuestas cuando existan curvas muy agudas, sin embargo, cuando la topografía o las restricciones en derecho de vía lo hagan necesario, el radio de la curva más suave no deberá exceder 1.5 veces el radio de la curva más aguda. En todo caso, una solución más conveniente es la utilización de curvas espirales de transición.

5. Evitar el uso de curvas inversas en el alineamiento, porque los conductores tienen dificultad para mantener sus vehículos en el carril por el que circulan; además de ser más difícil la sobreelevación adecuada de ambas curvas, la operación puede volverse errática.

6. Evitar tangentes cortas entre dos curvas con la misma dirección, excepto donde existan condiciones topográficas o de derecho de vía poco usuales. La razón de lo anterior es que la mayoría de los conductores no espera encontrarse con dos curvas sucesivas de esas características.

7. Para evitar una apariencia distorsionada o inconsistente del alineamiento horizontal, éste deberá proyectarse considerando al mismo tiempo, el perfil del proyecto.

## CAPITULO 004 ALINEAMIENTO VERTICAL

### 004.A Tipo de Terreno.

La topografía de la zona donde se desarrolla el trazo de una carretera, influye en las características de su alineamiento. Aunque la topografía afecta al alineamiento horizontal, su efecto es más evidente en el alineamiento vertical. En terreno plano el trazo puede realizarse con pendientes y curvas poco pronunciadas y proporcionar distancias de visibilidad en gran parte de su desarrollo, a costos relativamente bajos. En lomerío, las irregularidades del terreno son más frecuentes presentándose algunas pendientes pronunciadas que pueden restringir el alineamiento horizontal y vertical del camino. En terreno montañoso los cambios de elevación, con respecto al camino son abruptos requiriéndose frecuentes cortes y terraplenes para lograr un alineamiento aceptable.

### 004.B Pendientes.

En general, los terrenos en lomerío generan pendientes longitudinales del camino que obligan a los camiones a reducir su velocidad por debajo de la velocidad de los automóviles. En terreno montañoso esta situación se agrava al provocar que algunos camiones operen a velocidades excesivamente bajas.

Desde el punto de vista económico, el proyecto del alineamiento horizontal y particularmente del alineamiento vertical, es de la mayor importancia porque incide directamente en los costos de operación del transporte. Si se considera que los costos de construcción representan en el tiempo solo una pequeña parte de los costos de operación, es indispensable revisar con todo cuidado la magnitud de los efectos que cualquier modificación del alineamiento, pueda producir en la economía global del proyecto.

### 004.C Características de Operación de los Vehículos en las Pendientes.

Vehículos Ligeros.- Se acepta generalmente, que casi todos los automóviles y camionetas pueden ascender en pendientes de 4 ó 5 por ciento sin una pérdida apreciable de velocidad.

Vehículos Pesados.- El efecto de las pendientes de los camiones es mucho más pronunciado que en los vehículos ligeros. Bajo condiciones normales de carga, los camiones desarrollan a nivel, velocidades semejantes a las de los automóviles. La velocidad máxima que pueden sostener los camiones en una pendiente, depende principalmente de la longitud e inclinación de la pendiente y de la relación peso-potencia, expresada como el cociente que resulta de dividir

el peso bruto del vehículo entre su potencia, medida en caballos de fuerza.

El Instituto Mexicano del Transporte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, ha realizado estudios para determinar el efecto que tienen las pendientes en los camiones de carga (Referencia 3-6). En la Figura 3-12 se muestra el efecto que tienen diversas inclinaciones u longitudes de las pendientes en los vehículos de carga que transitan usualmente en la red nacional de carreteras. La relación peso-potencia que se ha encontrado para los vehículos de carga en México, es de 210 kg/HP, la cual contrasta con la relación peso-potencia de 136 kg/HP correspondiente a los vehículos que circulan en carreteras de EUA.

#### **004.D Pendientes de Control para el Proyecto.**

**004.D.01 Pendiente Gobernadora.**- Pendiente gobernadora es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea subrasante para dominar un desnivel determinado, en función de las características del tránsito y la configuración del terreno. Es el elemento que tiene un impacto directo mayor en los costos de construcción de la carretera y en los costos de operación de los vehículos. Los costos de construcción, son función del tipo del terreno y de las características geométricas de la carretera, mientras que los costos de operación dependen de las características de los vehículos, del volumen de tránsito, de su composición y tasa de crecimiento, pero fundamentalmente, de la pendiente gobernadora que se elija. En el análisis económico, por consiguiente, deben involucrarse todas estas variables para determinar el costo total representado por la suma de costos de construcción, de conservación y de operación de los vehículos. Dentro del análisis, el costo total mínimo es el criterio económico para definir la pendiente gobernadora recomendable considerando diversas condiciones de terreno y características del tránsito.

**004.D.02 Pendiente Máxima.**- Se considera pendiente máxima a la mayor pendiente que se permite en un proyecto. En general, ésta queda determinada por el volumen y la composición del tránsito y por la configuración del terreno. La pendiente máxima deberá usarse con poca frecuencia en lugar de que se convierta en una regla general.

**004.D.03 Pendiente Mínima.**- La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje de la carretera. En los terraplenes puede ser nula. En cortes se recomienda 0.5 por ciento mínimo para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas. En ocasiones la longitud de los cortes y la precipitación pluvial en la zona pueden hacer necesario aumentar la pendiente mínima.

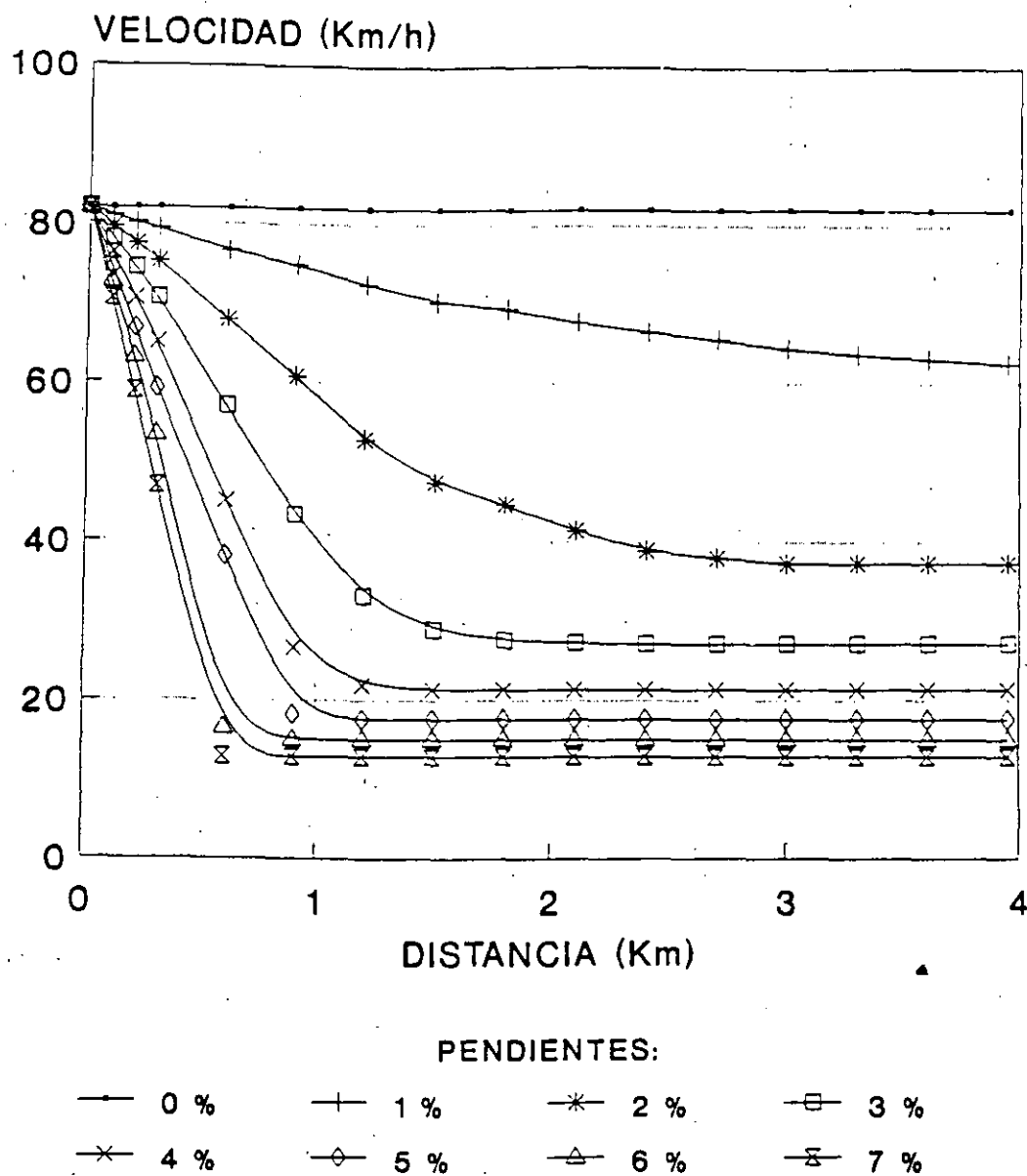


Figura 3-12 Efecto de las pendientes en los vehículos con relación peso/potencia de 210 kg/hp.

**004.D.04 Longitudes Críticas de las Pendientes de Proyecto.-**

La pendiente máxima por sí misma, no es un control completo del proyecto. Es necesario considerar también la longitud de la pendiente en relación con la operación vehicular que se desea. El término "longitud crítica de la pendiente" se usa para indicar la longitud máxima de una determinada pendiente sobre la cual pueda operar un camión cargado sin que experimente una reducción anormal de su velocidad. Para una pendiente dada, las longitudes menores que la crítica conducen a condiciones de operación aceptables en el rango de velocidades usuales. Si se desean mejores condiciones de operación, en longitudes mayores que la crítica, deberán hacerse ajustes de localización al proyecto para reducir las pendientes o en su defecto incorporar carriles adicionales para el ascenso.

Al establecer los valores de proyecto para las longitudes críticas, son necesarios los siguientes datos:

1) Peso y potencia del camión que será utilizado como vehículo de proyecto junto con los datos de su comportamiento en las pendientes.

Para las condiciones mexicanas, una relación peso-potencia de 210 kg/HP es representativa del tipo de vehículos que circulan en carreteras principales. Los datos de la Figura 3-12 son aplicables a vehículos de esas características.

2. Velocidad al Inicio de la Pendiente Crítica. Se puede utilizar la velocidad de marcha promedio relacionada con la velocidad de proyecto, como valor representativo de la velocidad de los vehículos que inician el ascenso. Cuando los vehículos circulan a nivel, antes de llegar al inicio de la pendiente, puede usarse directamente la velocidad de marcha. Si los vehículos que se aproximan al inicio de la pendiente vienen descendiendo, la velocidad puede incrementarse en cierta proporción y si se aproximan ascendiendo, reducirla en proporción semejante.

3. Velocidades mínimas de los vehículos pesados en la pendiente, que interfieren de manera importante la operación de otros vehículos.

Velocidades mínimas entre 40 y 60 km/h probablemente no representen una molestia para aquellos conductores que no pueden rebasar en carreteras de dos carriles, si el tiempo que tienen que esperar para realizar esa maniobra no es muy grande. En general, las carreteras deben proyectarse para que las velocidades de proyecto no se reduzcan más allá de límite en que los costos de operación se incrementan excesivamente o que ocasionen demasiadas demoras y molestias a los conductores que circulan detrás de vehículos lentos. Un factor adicional importante es la seguridad, como puede apreciarse en la Figura 3-13.



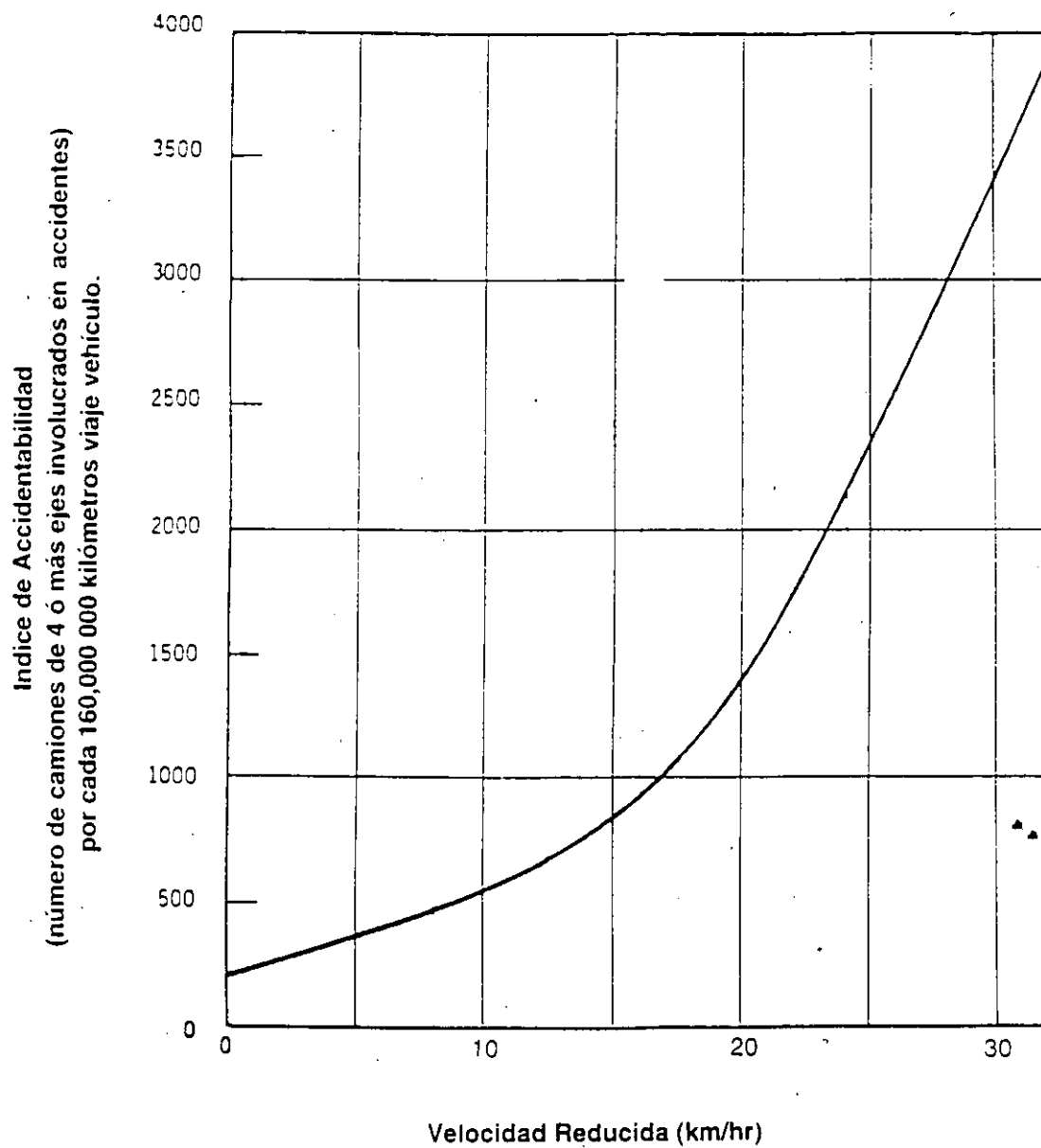


Figura 3-13 Índice de camiones involucrados en accidentes para la cual la velocidad de marcha se reduce por debajo de la velocidad media del tránsito mixto.

Un criterio para determinar la longitud crítica de una pendiente es la reducción de velocidad de los camiones, por debajo de la velocidad de marcha. Sobre esta base es recomendable usar una reducción de 15 km/hr como criterio general para determinar longitudes críticas de las pendientes. Los criterios de proyecto sugeridos, para determinar las longitudes críticas de las pendientes, no pretenden ser un control estricto sino, más bien, una guía para los proyectistas. En ciertos casos, el terreno o controles físicos de otra índole pueden hacer recomendable el acortamiento o reducción de la inclinación de las pendientes.

#### **004.E Carriles de Ascenso.**

##### **004.E.01 Carriles de Ascenso en Carreteras de Dos Carriles.-**

La incorporación de un tercer carril de ascenso en carreteras de dos carriles tiene como propósito alojar a los vehículos que se mueven lentamente en el ascenso y que entorpecen a otros vehículos que circulan normalmente en el carril derecho. Además de incrementar la eficiencia en la operación del tránsito y de reducir sustancialmente los sobrecostos de operación, el tercer carril de ascenso contribuye a mejorar la seguridad como se aprecia en la Figura 3-13.

El Instituto Mexicano del Transporte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ha realizado trabajos de investigación muy extensos relacionados con la operación y el proyecto geométrico de carriles de ascenso en carreteras de dos carriles. Estos estudios abarcan las características y el comportamiento de los vehículos pesados destinados al transporte de carga en pendientes específicas y todos los aspectos relacionados con la relación peso/potencia, el análisis de capacidad, el análisis económico y los aspectos relativos al proyecto. (Referencias: 3-5 y 3-6).

Con base en las investigaciones antes citadas, a continuación se establecen algunos criterios que es conveniente considerar para la incorporación de carriles de ascenso en carreteras de dos carriles.

1. Aquellos tramos con volúmenes de tránsito entre 100 y 500 vehículos por hora (TDPA entre 1,500 y 8,000) con pendientes longitudinales superiores a 3 por ciento y longitudes mayores de 800 m, pueden considerarse como candidatos a ser mejorados mediante la construcción de un tercer carril de ascenso.

2. Los tramos con un tercer carril de ascenso deberán ubicarse en sitios donde no sea posible realizar maniobras de rebase (carentes de la distancia de visibilidad de rebase necesaria) ya que en esos lugares tienden a formarse con mayor frecuencia y severidad caravanas o pelotones de vehículos.

3. El tercer carril de ascenso deberá ubicarse en sitios donde se minimicen los costos de movimientos de tierras derivados de la construcción de las ampliaciones, donde no existan intersecciones o cruces de poblaciones a lo largo de su desarrollo y donde se tenga buena visibilidad tanto al inicio como al final.

4. Los tramos con tercer carril de ascenso deben iniciarse a partir del sitio en que un vehículo de carga con la relación peso/potencia característica (210 kg/HP) alcance una velocidad de 50 km/h. Es conveniente que el inicio del carril se ubique donde no exista obstrucciones de visibilidad.

5. Es recomendable que la terminación del tercer carril de ascenso se haga después de la curva vertical en cresta en el sitio donde un vehículo con la relación peso/potencia característica pueda retamar la velocidad de 50 km/h. Por razones prácticas es preferible iniciar su terminación cuando menos 60 m después del punto en que la carretera vuelve a contar con distancia de visibilidad suficiente.

6. El sitio de inicio de un tramo con tercer carril debe estar precedido por una transición que permita gradualmente su ampliación. Con el mismo propósito debe proporcionarse una transición después del sitio de terminación del carril de ascenso. Las transiciones de entrada y salida inducen la divergencia y convergencia de los vehículos y ayudan a minimizar los conflictos.

7. Los esquemas operativos que se consideran recomendables para este tipo de instalaciones se ilustran en la Figura 3-14. El tercer carril de ascenso se construye a la derecha de la sección normal de dos carriles y está destinado a la circulación de los vehículos lentos en tanto que las operaciones de rebase deberán realizarse en el carril existente, a la izquierda del carril adicional.

8. La sección transversal recomendable para estas instalaciones está constituida por carriles de circulación de 3.50 m de anchura y acotamientos de 1.50 m en el sentido de la ampliación y 1.80 m en el sentido opuesto así como una faja separadora de sentidos de 0.40 m y líneas divisorias entre carriles y entre carriles y acotamiento de 0.10 m. La anchura total de la sección recomendable es de 14.50 m. Cualquier reducción de esa anchura puede tener efectos en la seguridad del tránsito. Ver Figura 3-15.

**004.E.02 Carriles de Ascenso en Autopistas y Carreteras de Carriles Múltiples.**- En autopistas o en carreteras de carriles múltiples no se justifica tan fácilmente el uso de carriles de ascenso, porque no existe el mismo problema de rebasar a otros vehículos utilizando el carril que ocupa el tránsito en dirección opuesta, como es el caso de carreteras de dos carriles. Los problemas derivados de insuficiencia en

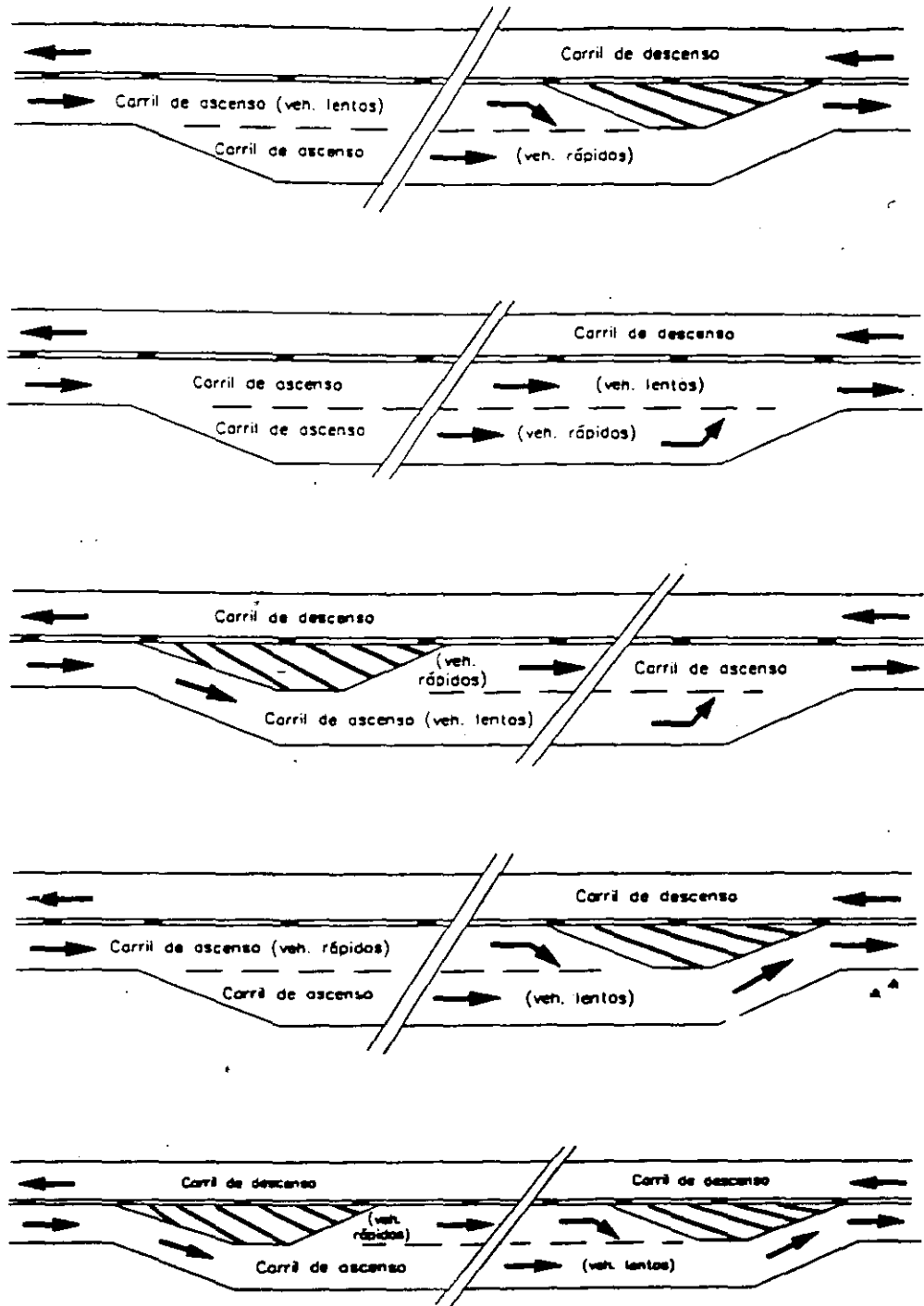


Figura 3-14 Esquemas de operación del tercer carril de ascenso.

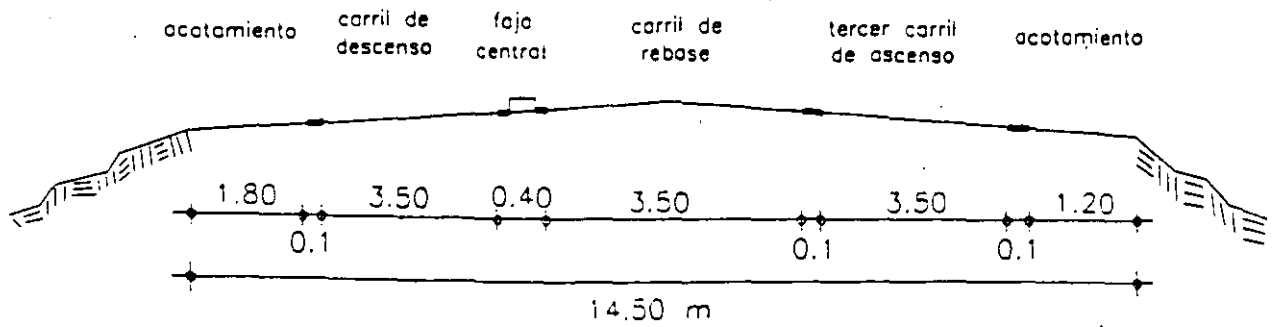


Fig. 3.2a

Para caminos tipo B y C con TDPA entre 1500 y 3100 (intensidad entre 100 y 200 veh/h), se propone la sección mostrada en la Fig. 3.2b.

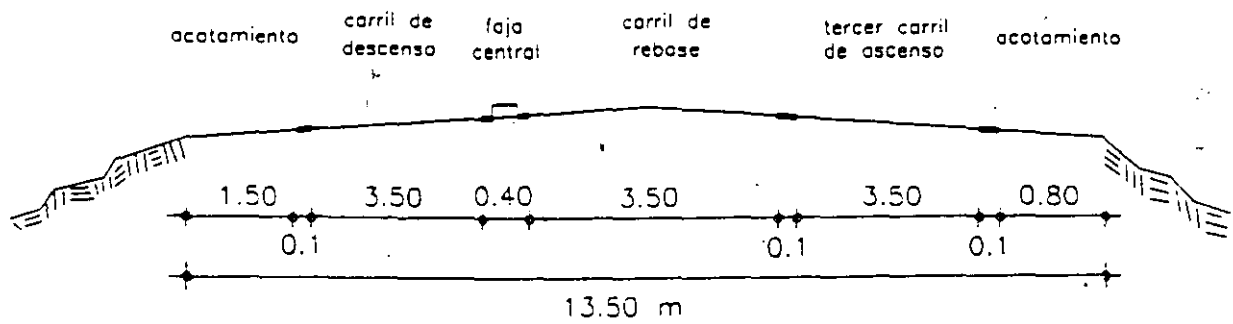


Fig. 3.2b

Para caminos tipo C con TDPA menor a 1500 (intensidad inferior a 100 veh/h), se propone la sección mostrada en la Fig. 3.2c.

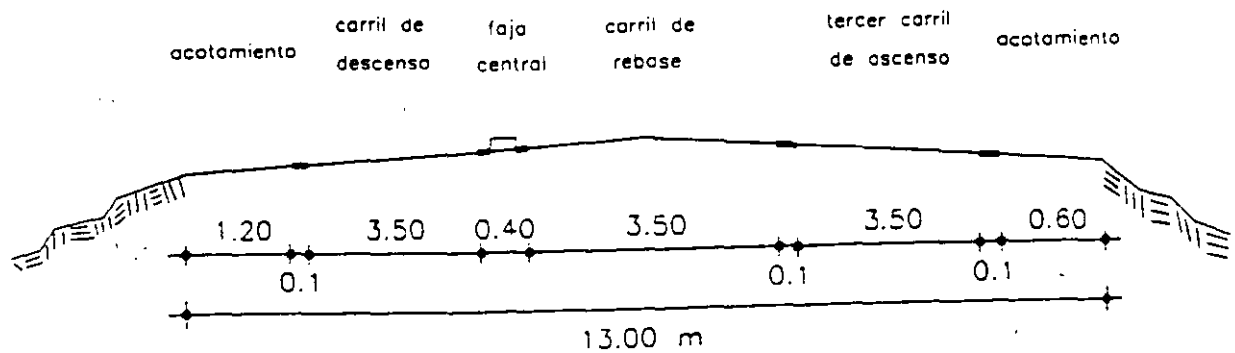


Figura 3-15 Secciones transversales típicas para el tercer carril de ascenso.

distancias de visibilidad de rebase revisten también menos importancia debido a que las maniobras de rebase pueden hacerse en carriles adyacentes con el mismo sentido de circulación.

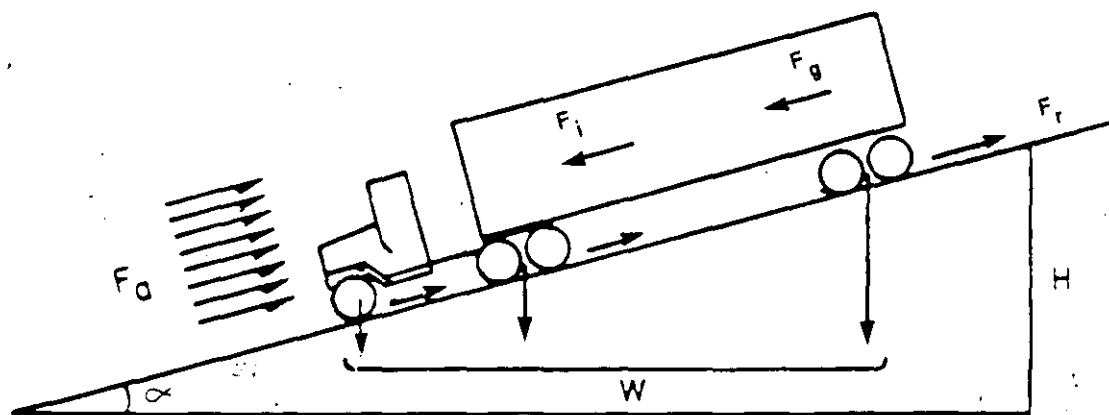
Como las carreteras se proyectan normalmente para satisfacer la demanda que se presenta en 20 ó 25 años, es poco probable que se requieran carriles de ascenso antes de que se cumpla ese plazo. Sin embargo, es frecuente que se presenten problemas de capacidad en ciertas pendientes críticas como consecuencia de incrementos imprevistos en la cantidad de vehículos de carga que utilizan la vía. Estos problemas pueden llegar a ser significativos, desde el punto de vista económico, cuando las autopistas o carreteras divididas forman parte de corredores importantes de transporte.

En general, los carriles de ascenso deberán considerarse cuando el volumen de tránsito en el ascenso sea mayor que el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio D. En cualquier caso la justificación de carriles de ascenso en autopistas y carreteras de carriles múltiples deberá basarse en un análisis de capacidad y niveles de servicio y en un análisis económico que involucre los costos de construcción y los costos de operación del transporte.

#### **004.F Rampas de Escape para Emergencias.**

Cuando las condiciones topográficas determinan el proyecto de pendientes descendentes muy largas, es deseable considerar la incorporación de rampas de escape que permitan segregar de la corriente de tránsito a los vehículos que quedan fuera de control por sobrecalentamiento, falla de los frenos o fallas mecánicas, deteniéndolos con seguridad en lugares apropiados localizados fuera de la carretera. Hasta el momento se carece de guías específicas para el proyecto de rampas de escape, sin embargo, la experiencia adquirida con rampas construidas en algunas carreteras, puede auxiliar en el proyecto e instalación de rampas efectivas que contribuyan a salvar vidas y reducir daños materiales.

Existen varias fuerzas de resistencia que actúan afectando la velocidad de los vehículos. Estas incluyen al motor, los frenos y las fuerzas tractivas. Las fuerzas de resistencia del motor y de los frenos, pueden pasarse por alto debido a que las rampas se proyectan para la situación más crítica cuando la caja de velocidades y los frenos del vehículo han fallado. La resistencia tractiva comprende cuatro elementos: inercia, aire, rodamiento y pendiente. Las fuerzas generadas por la inercia y por las pendientes negativas actúan para mantener al vehículo en movimiento; por otra parte, mientras el vehículo está rodando las fuerzas de resistencia de la pendiente positiva y del aire actúan retardando su movimiento. La Figura 3-16 ilustra la acción las diversas fuerzas de resistencia que actúan sobre el vehículo.



$F_a$  - Resistencia al aire

$F_i$  - Resistencia inercial

$F_g$  - Fuerza de gravedad

$F_r$  - Resistencia al rodamiento

$W$  - Peso bruto del vehículo

$H$  - Altura

$\alpha$  - Angulo de la pendiente

**Figura 3-16** Fuerzas que actúan sobre un vehículo en movimiento.

La resistencia al rodamiento es un término que se usa para describir la resistencia al movimiento, en el área de contacto de las llantas del vehículo con la superficie del camino siendo aplicable únicamente cuando el vehículo está en movimiento. Esta resistencia depende del tipo y características del material de la superficie del camino. Cada material tiene un coeficiente expresado en Kg/1000 Kg de peso bruto del vehículo que determina la cantidad de resistencia al rodamiento de un vehículo. Los valores de la Tabla 3-4 han sido estimados a partir de datos de campo de carreteras de EUA.

La resistencia por pendiente se debe al efecto de la gravedad y se expresa como la fuerza requerida para mover un vehículo a través de una distancia vertical determinada. Para que la resistencia por pendiente actúe positivamente en una rampa de escape, el vehículo deberá moverse en sentido ascendente, en contra de la gravedad. En la resistencia por pendiente influye el peso total del vehículo y la magnitud de la pendiente. Por cada uno por ciento de pendiente, la resistencia es de 10 Kg/1000 Kg bien sea que la pendiente sea positiva o negativa.

**004.F.01 Tipos de Rampas.-** Existen cuatro tipos básicos de rampas de escape que son las que normalmente se utilizan: 1) con montículo, 2) descendentes, 3) horizontales y 4) ascendentes. Los cuatro tipos se ilustran en la Figura 3-17.

Las rampas con montículo de arena suelta y seca tienen usualmente una longitud no mayor de 120 m. La influencia de la gravedad depende de la pendiente que tenga el montículo de arena. La resistencia rodamiento es suplida en este caso por la arena suelta.

La rampa horizontal y la descendente son más bien largas, debido a que el efecto gravitacional no ayuda a reducir la velocidad del vehículo. En los casos de rampas horizontales y rampas descendentes la fuerza gravitacional actúa en la dirección en que se mueve el vehículo. El incremento de resistencia al rodamiento es suplido por la arena suelta.

En rampas ascendentes, la cama de arena y el efecto de gravedad reducen la longitud necesaria. El material suelto además de incrementar la resistencia al rodamiento sirve para detener al vehículo.

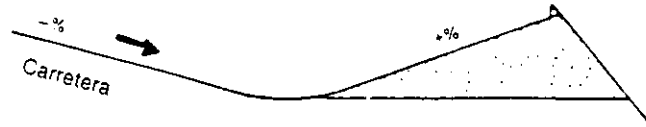
**004.F.02 Consideraciones de Proyecto.-** Las rampas de escape deberán proyectarse para velocidades mínimas de entrada de 120 km/h y de preferencia para 140 Km/h. Para que la rampa sea efectiva, debe ser capaz de detener al vehículo más grande que se estime pueda llegar a utilizar la rampa. Generalmente se tratará de un DE-1525 (T3-S2 ó T3-S3). El proyecto de una rampa de escape implica la consideración de los siguientes factores:



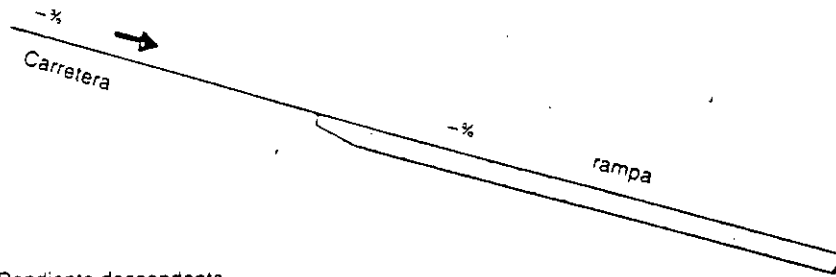
Material de la Superficie	Resistencia al Rodamiento (1kg/1000kg PBV)	Pendiente Equivalente (porciento) <sup>a</sup>
Concreto hidráulico	10	1.0
Concreto asfáltico	12	1.2
Grava compactada	15	1.5
Tierra arena, suelta	37	3.7
Agregado triturado	50	5.0
Grava suelta	100	10.0
Arena	150	15.0
Grava de río	250	25.0

<sup>a</sup>Resistencia al rodamiento expresada como un equivalente de la pendiente.

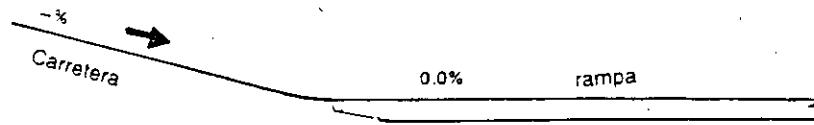
**Tabla 3-4 Resistencia al rodamiento por tipo de material de la superficie del camino.**



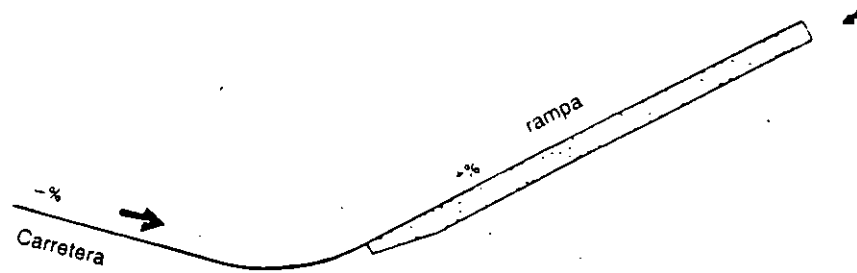
A. Monticulo de arena



B. Pendiente descendente



C. Pendiente horizontal



D. Pendiente ascendente

Nota: El perfil esta a lo largo de la línea de base de la rampa

Figura 3-17 Tipos básicos de salida de emergencia.

1. Para que el vehículo se detenga con seguridad, la longitud de la rampa deberá ser suficiente para disipar la energía cinética del vehículo.

2. La anchura de la rampa debe ser tal que pueda acomodar a más de un vehículo. Una anchura mínima de 8 m y de ser posible de 12 m se considera apropiada para alojar a dos ó más vehículos fuera de control.

3. El material de la cama debe ser limpio, difícil de compactar y tener un coeficiente alto de resistencia al rodamiento. El agregado pétreo deberá ser redondo, predominantemente de un solo tamaño y en lo posible, libre de finos.

4. La cama debe construirse con una profundidad mínima del agregado, de 30 cm y de preferencia entre 30 cm y 90 cm. Para ayudar a que la desaceleración del vehículo sea suave deberá proporcionarse una transición de 30 m a la entrada de la rampa, iniciando con 8 cm de profundidad y terminando con la profundidad total.

5. El pavimento de la carretera deberá extenderse hasta el lugar donde empieza la rampa de tal manera que el vehículo pueda entrar a la cama de retención con las dos ruedas simultáneamente.

6. El acceso a la rampa debe ser obvio para los conductores. Para ello, deberá instalarse un señalamiento adecuado con suficiente anticipación para proporcionar al conductor un tiempo de reacción que impida que la entrada de la rampa pase inadvertida. Igualmente deberá utilizarse señalamiento restrictivo a la entrada de la rampa para desalentar el acceso de otros vehículos.

7. Es conveniente proporcionar una calle de servicio adyacente a la rampa con una anchura de cuando menos 3 m para que los vehículos de mantenimiento puedan maniobrar con facilidad.

8. Deberán localizarse anclas adyacentes a la cama de retención, espaciadas a cada 30 m, con el fin de asegurar las grúas encargadas de retirar a los vehículos averiados.

9. El alineamiento de la rampa de escape debe ubicarse en tangente o donde existan curvas muy suaves, para evitar problemas de control del vehículo a los conductores.

Para determinar la distancia requerida para detener un vehículo, tomando en consideración la resistencia al rodamiento y la resistencia por pendiente, puede usarse la siguiente ecuación:

$$L = \frac{v^2}{254 (R \pm G)}$$

en donde: L = Distancia requerida para parar (longitud de la cama de arena.

V = Velocidad de entrada en km/h.

G = Inclinação de la pendiente en por ciento, dividido por 100.

R = Resistencia al rodamiento, expresada como porcentaje equivalente de la pendiente, dividido por 100.

#### 004.G Curvas Verticales.

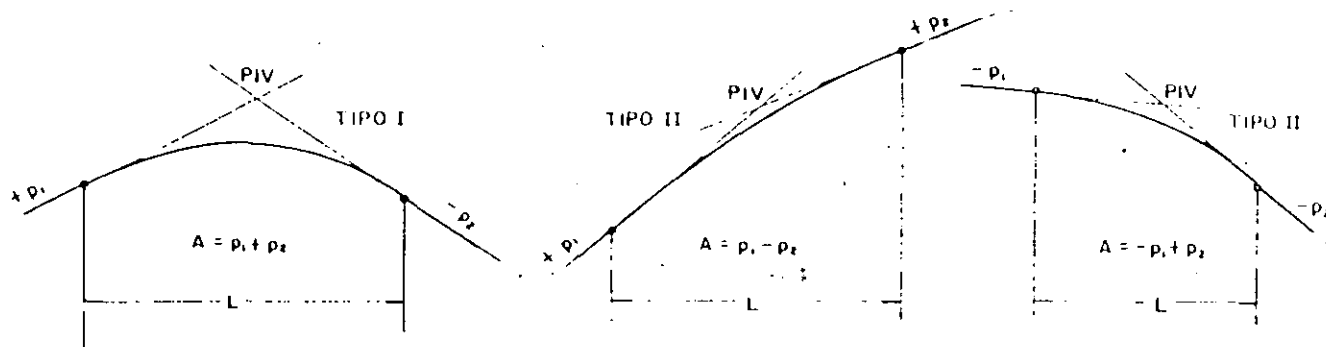
**004.G.01 Consideraciones Generales.-** Las curvas verticales tienen como propósito enlazar gradualmente a dos tangentes del alineamiento vertical. De acuerdo con el sentido de la concavidad, las curvas pueden ser en cresta o en columpio. Su aplicación debe ser sencilla y conducir a proyectos seguros, confortables en la operación, de apariencia agradable y adecuados para el drenaje. Ver Figura 3-18.

La distancia de visibilidad es el control principal para lograr una operación segura, en curvas verticales en cresta. En los dos casos deberán proporcionarse distancias de visibilidad adecuadas, acordes con la velocidad de proyecto. Cuando física y económicamente sea factible, deberán usarse con mayor libertad las distancias de visibilidad de parada.

Para proporcionar un nivel adecuado de confort a los usuarios, es necesario que el cambio de pendiente se mantenga dentro de límites tolerables. Esta consideración es más importante en curvas verticales en columpio donde las fuerzas gravitacional y centrífuga actúan en la misma dirección. La apariencia es otro elemento importante a considerar. Una curva larga tiene mejor apariencia que una curva corta cuya apariencia puede dar la impresión de un quiebre en el perfil del camino.

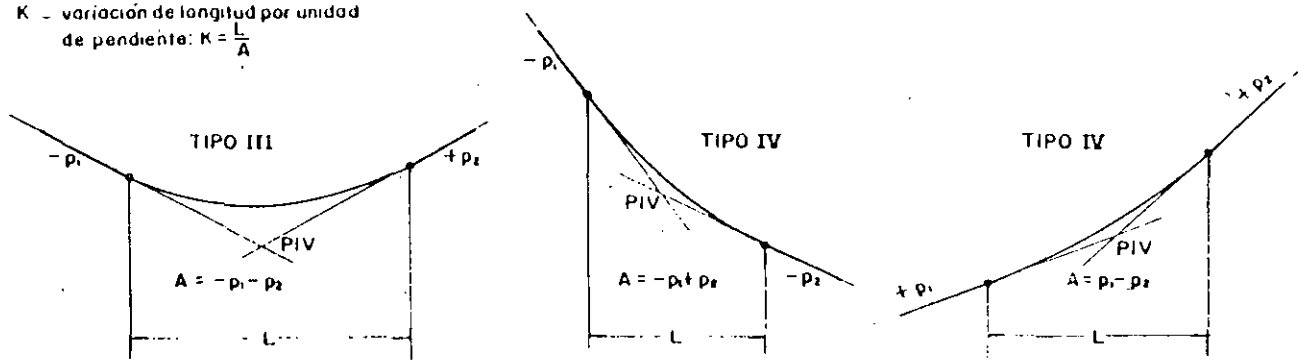
El drenaje del pavimento en curvas verticales en columpio, con guarniciones como el tipo III de la Figura 3-18 requieren un proyecto cuidadoso del perfil para que las pendientes no sean inferiores a 0.5 por ciento y en algunos casos a 0.35 por ciento para los bordes externos del pavimento.

En el proyecto del alineamiento vertical se utilizan, por simplicidad curvas parabólicas con un eje vertical equivalente centrado en el punto de intersección de las tangentes (PIV).



**CURVAS VERTICALES EN CRESTA.**

- $p_1$  - pendiente de entrada.
- $p_2$  - pendiente de salida
- $A$  - diferencia de pendientes
- $L$  - Longitud de la curva.
- $K$  - variación de longitud por unidad de pendiente:  $K = \frac{L}{A}$



**CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO.**

**Figura 3-18 Tipos de curvas verticales.**

**004.G.02 Curvas Verticales en Cresta.**- Las longitudes mínimas de curvas verticales en cresta que se determinan con base en requerimientos de distancia de visibilidad, son generalmente satisfactorias desde el punto de vista de seguridad, confort y apariencia.

Las fórmulas básicas para calcular la longitud de curvas verticales parabólicas, en términos de la diferencia algebraica dependientes y de la distancia de visibilidad son las siguientes:

Cuando D es menor que L:

$$L = \frac{AD^2}{200 (\sqrt{H} + \sqrt{h})^2}$$

Cuando D es mayor que L:

$$L = 2D - \frac{200 (\sqrt{H} + \sqrt{h})^2}{A}$$

en donde: L = Longitud de la curva vertical en metros.

D = Distancia de visibilidad en metros.

A = Diferencia algebraica de pendientes en por ciento.

H = Altura del ojo del conductor en metros.

h = Altura del objeto en metros.

Cuando la altura del ojo y la altura del objeto son 1.07 m y 0.15 m respectivamente, las fórmulas anteriores se convierten en:

Cuando D es menor que L:

$$L = \frac{AD^2}{405}$$

Cuando D es mayor que L:

$$L = 2D - \frac{405}{A}$$

Los valores de proyecto de curvas verticales en cresta para distancia de visibilidad de rebase, difieren de los correspondientes a distancia de visibilidad de parada, debido a que el criterio para manejar la altura del objeto es diferente. En este caso las fórmulas 1 y 2 son aplicables y, al cambiar la altura del objeto a 1.30 m, se convierten en:

Cuando D es menor que L:

$$L = \frac{AD^2}{945}$$

Cuando D es mayor que L:

$$L = 2D - \frac{945}{A}$$

Para distancias de visibilidad de rebase las longitudes requeridas de las curvas verticales en cresta son sustancialmente mayores que las correspondientes a la distancia de visibilidad de parada.

No es práctico en general proyectar curvas verticales en cresta para distancia de visibilidad de rebase, debido a los altos costos involucrados y a la dificultad de ajustar al terreno longitudes tan largas de las curvas, particularmente en caminos de alta velocidad. La distancia de visibilidad de rebase en curvas verticales puede ser factible en aquellos caminos donde existan combinaciones poco frecuentes de velocidades de proyecto bajas y pendientes suaves. Ordinariamente la distancia de visibilidad de rebase se proporciona en lugares donde la combinación de los alineamientos horizontal y vertical no requieren el uso de curvas verticales en cresta.

**004.G.03 Curvas Verticales en Columpio.-** Se reconocen cuando menos cuatro criterios para establecer las longitudes de curvas verticales en columpio. Estos son: 1) distancia de visibilidad proporcionada por los faros del vehículo, 2) confort del conductor, 3) control del drenaje y 4) reglas prácticas asociadas con la apariencia general.

La distancia de visibilidad que proporciona la luz de los faros es la práctica usual y constituye la base para determinar la longitud cuando un vehículo recorre una curva vertical en columpio durante la noche. La zona iluminada adelante del vehículo depende de la posición de los faros y de la dirección del rayo de luz que éstos emiten. En general,

se usa una altura de los faros de 0.60 m y un ángulo de divergencia del rayo de luz a partir del eje longitudinal del vehículo, de un grado. La dispersión del haz proporciona visibilidad adicional pero en general esto es ignorado. Las siguientes fórmulas muestran la relación de D, L y A cuando se usa D como distancia entre el vehículo y el punto donde el rayo de luz incide en la superficie del camino. Cuando D es menor que L:

$$L = \frac{AD^2}{2(TD + H)}$$

Cuando D es mayor que L:

$$L = 2D - 2 \frac{H + TD}{A}$$

Como medida general de seguridad en carreteras, las curvas verticales en columpio deberán ser suficientemente largas para que la distancia que alumbra el rayo de luz, sea casi igual a la distancia de visibilidad de parada. De acuerdo con lo anterior es conveniente utilizar la distancia de parada, como valor de D, en las fórmulas anteriores.

El efecto que tiene el cambio de dirección vertical, en el confort, es mayor en curvas verticales en columpio que en curvas verticales en cresta, debido a que las fuerzas gravitacional y centrífuga se combinan. El confort por el cambio de dirección vertical no se puede medir directamente debido a que se ve afectado de manera apreciable por la suspensión del vehículo, flexibilidad de las llantas, peso transportado y otros factores. Los intentos que se han hecho para medir el confort, han llevado a la conclusión de que es confortable conducir en curvas verticales en columpio cuando la fuerza centrífuga de aceleración no excede  $0.30 \text{ m/seg}^2$ . La expresión general para este criterio es:

$$L = \frac{AV^2}{395}$$

#### 004.I Controles Generales para el Alineamiento Vertical.-

Además de los controles específicos ya mencionados, hay algunos controles generales que conviene considerar en el proyecto:



1. Siempre serán preferibles los perfiles suaves con cambios graduales, consistentes con el camino de que se trate y con el carácter de terreno donde éste se aloje, en lugar de perfiles con numerosos quiebres y curvas verticales cortas. La manera en que se acomodan las pendientes máximas y las longitudes críticas en el desarrollo del alineamiento determinan la calidad y apariencia del proyecto.

2. Deberán evitarse perfiles, que conduzcan a depresiones profundas detrás de curvas verticales en cresta. Esto ocurre normalmente en alineamientos relativamente rectos donde el perfil del camino coincide con el terreno natural. Aparte de ser poco agradables estéticamente, implican mayor dificultad para los conductores. Los alineamientos con depresiones propician que las maniobras de rebase sean problemáticas ya que los conductores se desconciertan al no saber con certeza si vienen vehículos en sentido opuesto, detrás de la cresta. Estos perfiles pueden evitarse con el uso de curvas horizontales o con pendientes más suaves.

3. Aquellos perfiles con ondulaciones, desarrollados en grandes longitudes, que permiten aprovechar el impulso de los vehículos en descenso, deben ser evaluados por su efecto en la operación del tránsito. Tales perfiles permiten que los camiones pesados operen a velocidades más altas que en pendientes ascendentes que no son precedidas por una pendiente descendente. Sin embargo, pueden alentar velocidades excesivas de los camiones que pueden afectar al resto del tránsito.

4. Aquellos perfiles con dos curvas verticales en la misma dirección, separadas por una tangente corta, generalmente deberán ser evitados, particularmente si la apariencia de ambas curvas no es agradable.

5. En lugar de una sola pendiente sostenida, que puede ser ligeramente inferior a la máxima permisible, es preferible introducir segmentos de pendiente más suave.

6. Cuando existen intersecciones a nivel en un tramo de camino con pendientes moderadas o altas, es deseable reducir la pendiente en la zona de la intersección para facilitar los movimientos de vuelta y reducir peligros potenciales.

7. Evitar curvas verticales en columpio localizadas en cortes, a menos que pueda proporcionarse un drenaje adecuado.

## **CAPITULO 005 COMBINACION DE LOS ALINEAMIENTOS HORIZONTAL Y VERTICAL.**

### **005.A Consideraciones Generales.**

Los alineamientos horizontal y vertical son elementos permanentes que requieren de un estudio concienzudo. Es extremadamente difícil y costoso corregir deficiencias de

alineamiento después de que una carretera ha sido construida. Las diferentes alternativas de alineamiento deberán ponderarse cuidadosamente para no caer en ahorros iniciales mal entendidos que puedan verse ensombrecidos, en poco tiempo, por pérdidas económicas cuantiosas en accidentes, demoras y sobrecostos de operación.

#### **005.B Controles Generales del Proyecto.**

Los alineamientos horizontal y vertical no deben proyectarse de manera independiente, ya que son geométrica y funcionalmente complementarios. La excelencia en el diseño de la combinación de ambos, incrementa la eficiencia y la seguridad y mejora casi siempre la apariencia de la carretera, sin costo adicional.

La velocidad de proyecto reviste gran importancia para mantener a todos los elementos del proyecto en un justo balance. La velocidad de proyecto determina los límites de los valores mínimos de elementos como la curvatura y la distancia de visibilidad y tiene influencia sobre muchos otros como la anchura, distancias libres horizontales y verticales y pendientes máximas.

Una combinación apropiada del alineamiento vertical y del perfil se obtiene mediante un estudio cuidadoso de ingeniería y aplicando los siguientes controles generales:

1. La curvatura y las pendientes deben guardar un balance apropiado. Los alineamientos en tangente o con curvas suaves, logrados a expensas de tramos con pendientes pronunciadas o muy largas y curvaturas excesivas, se consideran proyectos pobres. Un proyecto más lógico, es el que ofrece la mayor seguridad, capacidad y uniformidad en la operación. Una apariencia agradable, dentro de las limitaciones impuestas por la topografía del terreno, es un compromiso entre ambos extremos.

2. La curvatura vertical, superpuesta a la curvatura horizontal, o viceversa, conduce generalmente a una obra más agradable, pero debe analizarse siempre su efecto en el tránsito.

3. No deben introducirse curvas horizontales agudas cerca o en la parte más alta, de una curva vertical en cresta. Esta condición es indeseable ya que el conductor no puede percibir el cambio horizontal del alineamiento, especialmente en la noche cuando la luz de los faros del vehículo apunta directamente al espacio. Esta dificultad se evita si la curva horizontal se coloca adelante de la vertical (la curva horizontal se hace más larga que la vertical). Se pueden lograr también proyectos adecuados usando velocidades de proyecto mayores que la mínima.

4. Relacionado con el punto anterior, no conviene introducir curvas horizontales cerradas cerca, o en el punto más bajo de una curva vertical en columpio, porque resulta una apariencia distorsionada y desagradable, además de que la operación de los vehículos puede ser errática, especialmente en la noche.

5. En carreteras y calles de dos carriles la necesidad de tramos frecuentes con distancia de visibilidad de rebase en un porcentaje apreciable de la longitud de la carretera, generalmente sobrepasa lo deseable, al hacer la combinación de alineamientos. En estos casos, es necesario procurar la incorporación de tramos largos en tangente con distancia de visibilidad suficiente.

6. En intersecciones donde la distancia de visibilidad de ambos caminos es importante, la curvatura horizontal y el perfil deberán proyectarse tan planos como sea posible.

7. En carreteras y calles divididas, la variación de la anchura de la faja separadora central y el uso de perfiles y alineamientos horizontales separados, conlleva las ventajas del proyecto y de la operación de caminos de un solo sentido.

8. En zonas residenciales el alineamiento deberá proyectarse para minimizar los factores que causan molestias al vecindario. Una obra deprimida generalmente causa menos molestia y es menos visible para los residentes.

9. El alineamiento deberá proyectarse para realzar vistas escénicas atractivas, paisajes de carácter natural como rños o formaciones rocosas y obras de especial significación realizadas por el hombre como monumentos, edificios sobresalientes, parques, etc.

#### CAPITULO 006 REFERENCIAS

- 3.1 *Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras.* Secretaría de Comunicaciones y Transportes; México 1971.
- 3.2 *Normas de Servicios Técnicos, Proyecto Geométrico de Carreteras.* Secretaría de Comunicaciones y Transportes; México 1984.
- 3.3 *Policy on Geometric Design of Highways and Streets.* AASHTO, Washington, D. C. 1990.
- 3.4 Chavelas C. Pedro. *Clasificación de Carreteras en la Integración de Redes, Ventaja de su Integración.* Décima Reunión Nacional de Vías Terrestres, Guanajuato 1992.

- 3.5 *Reglamento Sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal.* Secretaría de Comunicaciones y Transportes. México 1994.
- 3.6 Mendoza D. Alberto. *Relación Peso/Potencia de los Vehículos de Carga en México.* Instituto Mexicano del Transporte, Publicación. Técnica No. 26. Querétaro 1991.
- 3.7 Mendoza D. Alberto y Mayoral G. Emilio. *Análisis de Capacidad para Rampas en Carreteras Mexicanas de Dos Carriles.* IMT, Publicación Técnica No. 42. Querétaro 1993.
- 3.8 Aguerrebere S. Roberto y Durán H. Gandhi. *Análisis Económico de la Pendiente Gobernadora en Carreteras.* IMT, México 1994.
- 3.9 Mendoza D. Alberto y Mayoral G. Emilio. *Recomendaciones para el Diseño Geométrico del Tercer Carril de Ascenso en Carreteras Mexicanas de Dos Carriles.* IMT, Publicación Técnica No. 46, Querétaro 1993.
- 3.10 *Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras.* SCT. México 1986.

N O R M A S    S . C . T .  
LIBRO 2  
P R O Y E C T O  
PARTE 2.02.02  
PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

TITULO 2.02.04  
ELEMENTOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

## CAPITULO 001 PAVIMENTO

### 001.A Tipo de Pavimento

La selección del tipo de pavimento a utilizar en una carretera depende del volumen y composición del tránsito, de las características del suelo, de los factores ambientales, del comportamiento de diferentes tipos de pavimentos en el área, de la disponibilidad de materiales, del consumo de energéticos y del costo inicial de mantenimiento y de operación de la carretera durante su vida de servicio. Los pavimentos deben diseñarse estructuralmente de acuerdo con alguno de los métodos que han probado ser adecuados (Referencias 4-1 y 4-2).

Los pavimentos pueden ser, en general, de tres tipos: de propiedades buenas, propiedades intermedias y propiedades bajas. Una alta intensidad de tránsito justifica la utilización de un pavimento de buenas propiedades, que cuente con una superficie de rodamiento, sustentada en capas resistentes y con una respuesta adecuada al derrapamiento ante cualquier condición climatológica. Un pavimento de estas características, debe ser capaz de soportar el volumen de tránsito y los pesos vehiculares esperados sin experimentar fatiga, de tal forma que se minimicen el mantenimiento preventivo y correctivo y las molestias al tránsito. Dentro de los pavimentos clasificados como de propiedades intermedias se incluyen los tratamientos superficiales. Dentro de los pavimentos de bajas propiedades se incluyen las terracerías tratadas, los materiales estabilizados y las capas superficiales granulares de grava o piedra triturada.

En la selección del tipo de pavimento debe considerarse también la velocidad de proyecto elegida para el mismo.

### 001.B Pendiente Transversal o Bombeo

La pendiente transversal o bombeo de un camino es la forma de la sección transversal del mismo, que tiene como fin principal el drenar hacia los lados el agua que caiga en el camino mismo.

Las secciones carreteras no-divididas de dos carriles (uno por sentido) ubicadas en tangente o en curvas planas tienen un punto medio más elevado y una pendiente descendente hacia ambos lados de tal punto. Estas pendientes pueden corresponder a una sección plana, curva o a una combinación de ambas. Las secciones curvas son usualmente parabólicas, con una superficie ligeramente redondeada en el punto medio. Estas últimas tienen la ventaja de facilitar el drenaje y la desventaja de que son más difíciles de construir que las secciones planas.

En carreteras divididas, cada cuerpo puede tener su propio punto medio más elevado y pendientes descendentes hacia ambos lados (como se muestra en las Figuras 4-1.A a 4-1.C), o tener una sola pendiente descendente a todo lo ancho del cuerpo (como se indica en las Figuras 4-1.D a 4-1.G), descendente preferentemente en la dirección del carril externo.

El primer esquema tiene la ventaja de que el agua drena más fácilmente; sin embargo, tiene la desventaja que requiere un mayor número de lavaderos y obras de drenaje. Por lo tanto, sólo deben utilizarse en zonas de alta precipitación pluvial.

El segundo esquema es más confortable para los conductores ya que no experimentan el cambio de pendiente al pasar de un carril a otro. El drenaje en este caso, puede ser hacia el centro (Figura 4-1.F) o hacia los carriles externos de la sección compuesta por los dos cuerpos (Figuras 4-1.D, 4-1.E y 4-1.F). El primer caso tiene la ventaja de que minimiza la cantidad de agua en los carriles extremos de la sección compuesta, que son los más transitados. El segundo caso, requiere menos obras de drenaje y se minimiza la cantidad de agua en los carriles internos de la sección compuesta, que son los de mayor velocidad.

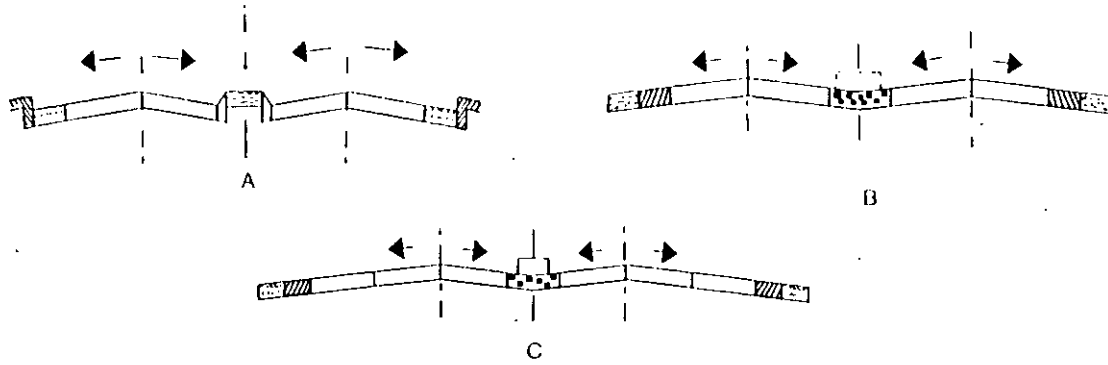
La Tabla 4-1 resume el rango de pendientes transversales recomendadas para caminos con diferentes tipos de pavimentos.

**Tabla 4-1. PENDIENTES TRANSVERSALES PARA CAMINOS CON DIFERENTES TIPOS DE PAVIMENTOS**

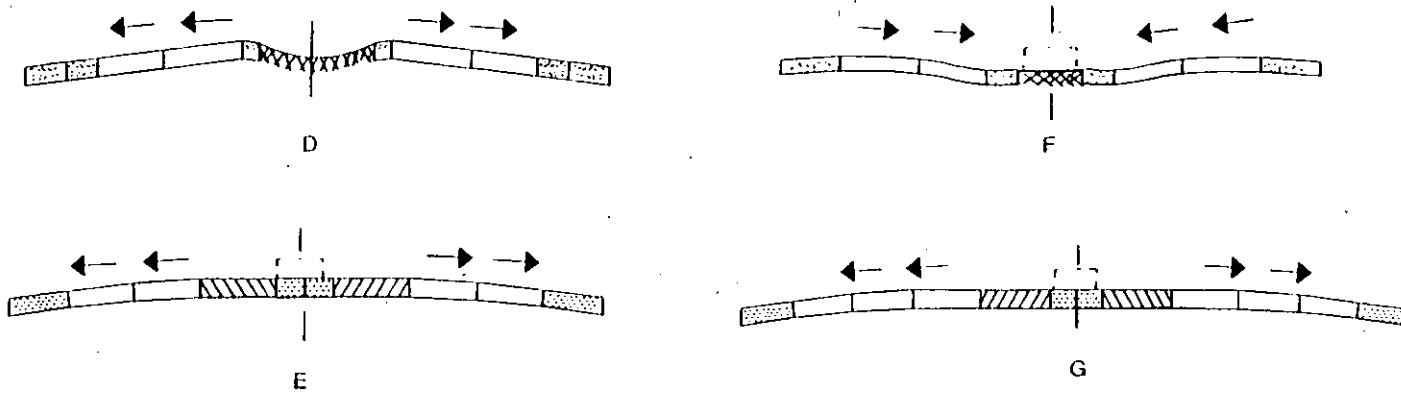
Calidad del Pavimento	Rango de la Pendiente Transversal (%)
Buena	1.5 - 2
Intermedia	1.5 - 3
Baja	2 - 6

#### **001.C Resistencia al Derrapamiento**

La carretera debe tener la suficiente resistencia al derrapamiento en condiciones de pavimento mojado, que permita realizar con toda seguridad, las maniobras de frenado y cambio de dirección de los vehículos. Las causas principales de escasa resistencia al derrapamiento en pavimentos húmedos son: el desarrollo de roderas, la pérdida de textura en el pavimento por pulido del agregado superficial o por sangrado del asfalto y la contaminación de la superficie con aceite, hidrocarburos, polvo o material orgánico. La Referencia 4-3



CADA CUERPO DE LA CARRETERA CON PENDIENTE HACIA AMBOS LADOS



CADA CUERPO DE LA CARRETERA CON PENDIENTE HACIA UN SOLO LADO

Figura 4-1 Secciones transversales para carreteras divididas  
(Arreglos básicos de pendiente transversal).



es una guía para obtener y mantener en los pavimentos una adecuada resistencia al derrapamiento.

## **CAPITULO 002 ANCHURAS DE CARRIL**

La anchura de carril es un factor que afecta, preponderantemente, la capacidad de la carretera, la seguridad y el confort al conducir. Se recomienda utilizar anchuras de carril de entre 3 y 4 m, con un valor predominante de 3.65 m. Este último valor es adecuado para carreteras principales. La Referencia 4-4 cuantifica el efecto en la capacidad de una vía, con diferentes anchuras de carril y distancias a obstrucciones laterales.

## **CAPITULO 003 ACOTAMIENTOS**

### **003.A Características Generales**

Los acotamientos son porciones de la sección transversal, contiguas a los carriles de circulación, que sirven para alojar vehículos detenidos, proporcionar espacio para emergencias y brindar apoyo lateral a la base, la subbase y la capa superficial de la sección estructural. La anchura de los acotamientos varía desde 60 cm en caminos rurales de poca importancia (en los cuales los acotamientos no se pavimentan o sólo se aplica una capa superficial sobre el terreno natural) hasta 3.65 m de anchura en carreteras principales con acotamientos pavimentados o contruidos con materiales estabilizados.

Los acotamientos se construyen generalmente de grava, roca triturada, aditivos químicos o minerales, tratamientos superficiales y diversas formas de pavimentos de concreto hidráulico y asfáltico.

En carreteras con volúmenes de tránsito importantes como es el caso de autopistas, es indispensable proyectar y mantener adecuadamente los acotamientos. Las ventajas más importantes de éstos son:

1. Proporcionan espacio para estacionamiento en caso de problemas mecánicos, pinchaduras de llantas, otros tipos de emergencia y otras razones.
2. Proporcionan espacio para evitar accidentes potenciales o reducir su severidad.
3. En secciones en corte, mejoran la distancia de visibilidad, incrementando la seguridad.
4. Algunos tipos de acotamientos contribuyen a mejorar la estética de la carretera.
5. Incrementan la capacidad del camino.

6. Proporcionan espacio para la realización de las actividades de mantenimiento del camino.
7. Contribuyen a drenar el agua que caiga, fuera de la sección estructural y a reducir la filtración adyacente a la sección estructural.
8. Proporcionan soporte estructural al pavimento.
9. Proporcionan espacio para las paradas de autobuses.

#### **003.B Anchura de los Acotamientos**

La anchura ideal de los acotamientos debe ser tal que exista una distancia libre de cuando menos 30 cm y preferentemente 60 cm entre cualquier vehículo que se estacione y la orilla de la calzada. Con base en este criterio, son recomendables los acotamientos de 3.50 m en carreteras importantes; en autopistas, sin embargo, es preferible una anchura de 3.65 m. En carreteras de poca importancia, el acotamiento mínimo puede ser de 60 cm y de preferencia entre 1.80 y 2.45 m.

Los acotamientos deben construirse con la misma anchura, a todo lo largo del camino y a través de las estructuras (como son los puentes). El angostamiento o eliminación total de los acotamientos, especialmente en el paso por estructuras, puede ocasionar serios problemas operativos y de seguridad.

#### **003.C Sección Transversal de los Acotamientos**

Los acotamientos son elementos importantes del sistema de drenaje transversal del camino. Deben tener una inclinación que favorezca el drenaje del agua de los carriles de circulación. En carreteras divididas con barrera o faja separadora central angosta, los acotamientos interiores deben tener la misma pendiente transversal que los carriles de circulación.

Todos los acotamientos deben tener pendiente suficiente para drenar rápidamente el agua superficial, sin que se exceda cierto valor arriba del cual se ponga en riesgo la seguridad de los usuarios.

Por razones de drenaje, la pendiente transversal de los acotamientos debe determinarse tomando en cuenta su tratamiento superficial; para acotamientos de concreto hidráulico o asfáltico, se recomienda una inclinación de 2 a 6 %; para acotamientos de grava o roca triturada, de 4 a 6 %; para acotamientos cubiertos con césped, convienen pendientes de alrededor de 8 %.

Por razones de seguridad, el quiebre o diferencia entre la pendiente del acotamiento y la pendiente (en tangentes o curvas horizontales de gran radio) o sobreelevación (en

curvas horizontales cerradas) del camino, no debe ser mayor de 8 %.

#### **003.D Estabilidad de los Acotamientos**

Los acotamientos deben ser suficientemente estables para soportar las cargas vehiculares sin que se produzcan roderas o se pierdan sus propiedades de resistencia al derrapamiento, evitando también que los vehículos se atasquen en cualquier condición climatológica.

Todos los acotamientos deben ser construidos y mantenidos conservando el mismo nivel de la superficie pavimentada. Los acotamientos sin estabilizar, generalmente experimentan consolidaciones con el paso del tiempo, pudiendo generarse escalones de varios centímetros entre el acotamiento y el borde del pavimento. El mantenimiento regular elimina estos escalones que pueden generar situaciones de peligrosidad, reducir la capacidad del camino e inhibir el uso de los acotamientos.

En carreteras importantes se recomienda el uso de acotamientos pavimentados o estabilizados, ya que: (1) proporcionan un área para la operación vehicular en situaciones de emergencia, (2) facilitan el drenaje, (3) se minimiza la posibilidad de que se formen roderas en los acotamientos y escalones en el borde de la sección de circulación, (4) se reducen los costos de mantenimiento y (5) se proporciona un soporte lateral óptimo para la base y la capa superficial de la sección estructural.

#### **003.E Contraste de los Acotamientos**

Es deseable que el color y la textura de los acotamientos sean diferentes con el fin de que los carriles normales de circulación puedan ser claramente percibidos durante la noche, particularmente en condiciones climatológicas desfavorables. Cuando el pavimento de la calzada es de concreto hidráulico, los acotamientos de concreto asfáltico, grava, roca triturada o césped proporcionan un excelente contraste. En pavimentos de concreto asfáltico es más difícil obtener un contraste satisfactorio. El uso de rayas separadoras entre carriles y acotamientos reduce la necesidad de contraste.

### **CAPITULO 004 ESPACIO LIBRE A OBSTRUCCIONES LATERALES**

El término "espacio libre" se utiliza para designar el área libre de obstrucciones y relativamente plana que se proporciona después de la orilla de la calzada para que los vehículos fuera de control puedan retornar a los carriles de circulación. La anchura de la calzada no incluye acotamientos ni carriles auxiliares adicionales.

El espacio libre debe determinarse considerando el volumen de tránsito, la velocidad y la pendiente de los terraplenes. La Referencia 4-5 puede utilizarse para definir este espacio en autopistas, arterias y vías colectoras rurales de alta velocidad. En vías rurales de baja velocidad, es conveniente una zona libre de obstrucciones de alrededor de 3 m.

#### **CAPITULO 005 BORDILLOS**

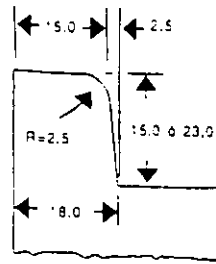
Los bordillos se utilizan principalmente con los siguientes propósitos: mejorar el drenaje, reducir el derecho de vía, mejorar la estética del camino, delinear el borde del pavimento, delimitar los espacios destinados a los peatones, reducir las operaciones de mantenimiento y controlar el desarrollo en las inmediaciones de la carretera. En carreteras rurales, no conviene utilizar bordillos, por razones de seguridad, particularmente si ese objetivo puede lograrse con otros medios.

La Figura 4-2 muestra varios bordillos típicos. El de la Figura 4-2.A es un bordillo denominado "barrera"; su forma tiene como propósito inhibir o cuando menos dificultar que los vehículos se salgan del camino. El uso de este tipo de bordillos puede ser conveniente a lo largo de túneles, particularmente, si no se proporcionan acotamientos completos. Por otra parte, los bordillos mostrados en las Figuras 4-2.B a 4-2.G se denominan "montables", ya que su forma está diseñada para que los vehículos puedan cruzarlos fácilmente. Las secciones montables pueden usarse como parte del sistema longitudinal de drenaje del camino, combinándolas con cunetas laterales. En casos particulares, pueden colocarse en la orilla exterior de los acotamientos para controlar el drenaje, delinear el borde del pavimento y reducir la erosión. En general, no deben colocarse bordillos adyacentes a los carriles de alta velocidad.

#### **CAPITULO 006 ACERAS O ANDADORES**

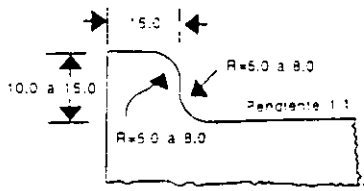
Las aceras o andadores son parte integral de las vías urbanas. En vías rurales, sólo se emplean en raras ocasiones, aunque pueden ser de gran utilidad para reducir los accidentes peatonales. En áreas rurales o suburbanas, pueden justificarse cuando existan desarrollos adyacentes importantes como escuelas, plantas industriales y zonas comerciales, que impliquen concentraciones considerables de peatones a lo largo del camino.

Los acotamientos pueden eliminar la necesidad de instalar aceras o andadores, si son del tipo que induzcan a los peatones a utilizarlos ante cualquier situación climática. Sin embargo, si las aceras o andadores son imprescindibles, éstas deberán construirse junto a los acotamientos. Las aceras o andadores deben diseñarse de forma tal que puedan ser utilizados también, por los minúvalidos.

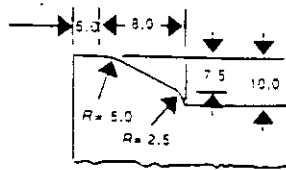


(a)

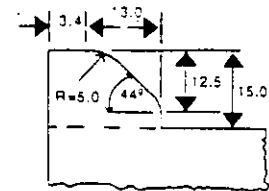
BARRERA



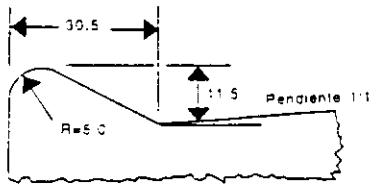
(b)



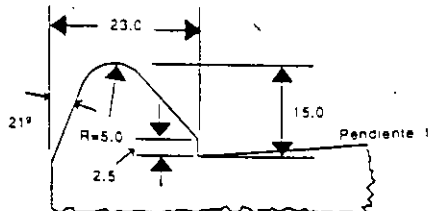
(c)



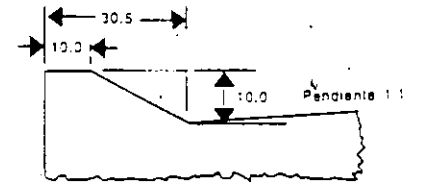
(d)



(e)



(f)



(g)

BORDILLOS MONTABLES

Acotaciones en centímetros

Figura 4-2 Bordillos típicos para carretera.

Estas mismas consideraciones son aplicables a aceras o andadores que se instalen en puentes.

## **CAPITULO 007 CUNETAS Y TALUDES PARA EL DRENAJE**

### **007.A Consideraciones Generales**

En el diseño del drenaje de las carreteras modernas deben tomarse en cuenta la seguridad del camino, su buena apariencia, el control de contaminantes y aspectos de tipo económico tanto en su construcción como en su mantenimiento. En general, todos los aspectos anteriores se ven beneficiados con el uso de taludes planos, cunetas amplias y secciones alabeadas o redondeadas. Las características de las cunetas y taludes deben definirse considerando la seguridad de posibles vehículos fuera de control que se salgan de la sección de circulación.

### **007.B Cunetas**

Las cunetas tienen como función recolectar y transportar el agua superficial que caiga en el derecho de vía de la carretera. Deben tener la capacidad suficiente para transportar los flujos de diseño sin causar daños al camino. Asimismo, la forma y los sitios donde se construyan, no deben crear situaciones de peligrosidad para el tránsito. Las cunetas deben protegerse de la erosión mediante revestimientos de bajo costo que resistan las velocidades esperadas de los flujos de agua y mantenerse limpias y libres de material que pueda reducir su capacidad.

Las cunetas comprenden: (1) cunetas en corte para remover el agua de la sección transversal del camino, (2) cunetas al pie de pendientes para transportar el agua hacia los cauces naturales de cualquier sección en corte y de pendientes adyacentes, (3) contracunetas de intercepción construidas en la parte superior de cortes con el fin de interceptar el agua y (4) lavaderos para transportar el agua recolectada a través pendientes de cortes o terraplenes.

Los sistemas de drenaje más económicos son cunetas abiertas construidas mediante cortes del terreno natural en el derecho de vía. Desde el punto de vista de eficiencia hidráulica, los taludes de las cunetas deben ser tan inclinados como sea posible. Sin embargo, las siguientes son algunas limitantes en la inclinación de los taludes: (1) su estabilidad, (2) su construcción y mantenimiento y (3) requerimientos de seguridad de vehículos fuera de control que crucen las cunetas. En general, los vehículos sufren daños menores al cruzar cunetas con anchuras de 1.20 m a 2.40 m, independientemente de la forma de las mismas. Las cunetas pueden ser de forma V o trapecial. No es recomendable el empleo de cunetas de sección rectangular porque muy pocas

veces conservan sus taludes verticales, ya que generalmente tienden a derrumbarse y asolverse.

La profundidad de las cunetas debe ser suficiente para remover el agua, evitando la saturación de la subrasante del pavimento. La profundidad del agua que puede tolerarse, particularmente en cunetas con pendientes planas, depende de las características del suelo. El desnivel mínimo bajo la subrasante que se requiere para remover el agua es de 30 cm, y el máximo de 90 cm, a fin de evitar la saturación de la subrasante y que la cunetas resulte peligrosa para los vehículos que se salgan de la carretera.

La pendiente longitudinal mínima deseable para las cunetas debe ser aquella que genere una velocidad de flujo que impida la sedimentación. La pendiente máxima deseable en cunetas no revestidas debe generar una velocidad de flujo menor a la que produzca destrucción de la vegetación o deslave del suelo que se tenga. La Referencia 4-6 proporciona una serie de guías para la determinación de estos parámetros.

Las cunetas de intercepción tienen por lo general una sección transversal plana formada por una zanja hecha con material de préstamo con el fin de evitar alterar la superficie del terreno natural.

Las cunetas en las inmediaciones de las fajas separadoras centrales de las carreteras divididas son áreas deprimidas de poca profundidad, formadas por las pendientes transversales de la carretera. Estas cunetas se proyectan con cierta pendiente longitudinal a efecto de hacer correr el agua, la cual es interceptada a intervalos regulares por drenes transversales (lavaderos), que descargan fuera de la carretera en alcantarillas o drenes.

Los lavaderos o conductos para transportar el agua recolectada a través de las pendientes de cortes o terraplenes pueden ser canales abiertos o tubos.

La erosión de las cunetas puede prevenirse mediante recubrimientos que pueden realizarse de concreto, asfalto, piedra, nylon y césped. El material del recubrimiento debe definirse considerando la velocidad del flujo, el tipo de suelo y la pendiente y geometría de la cuneta. La Referencia 4-7 puede servir de guía para la definición de este importante aspecto.

#### **007.C Taludes de las Cunetas**

Los taludes de las cunetas deben diseñarse para garantizar la estabilidad de la carretera y proporcionar una buena oportunidad de recuperar el control a aquellos vehículos que salgan de la carretera.

En lo referente a seguridad, hay tres regiones del área adyacente a la sección de circulación que son importantes: la parte superior del talud interior (punto de articulación), su pendiente y la parte inferior del mismo (intersección del talud interior con el piso de la cuneta o con el talud exterior). La Figura 4-3 ilustra estas tres regiones.

En el punto de articulación, el vehículo puede perder adherencia con la superficie de sustentación, haciendo que el conductor pierda el control del vehículo. Con el fin de evitar este efecto, se recomienda redondear la superficie de este punto.

La inclinación de la pendiente del talud interior no debe ser mayor de 4:1 (desplazamiento horizontal a vertical). Por su parte, la pendiente del talud exterior no debe ser mayor de 3:1. En caso de que se utilicen taludes con inclinaciones mayores a las anteriores, pudiera ser necesaria la construcción de muros de contención o barreras para detener a los vehículos fuera de control dependiendo de la estabilidad del suelo y/o de consideraciones referentes a la seguridad del tránsito.

La Referencia 4-5 proporciona sugerencias relacionadas con el diseño de los taludes de las cunetas de drenaje.

#### **CAPITULO 008 SECCION TRANSVERSAL RECOMENDABLE**

La Figura 4-4 muestra la sección transversal recomendable para carreteras modernas, incluyendo los elementos laterales adicionales a la calzada. Cuenta con acotamientos de anchura adecuada tanto en el lado del corte como en el del balcón. La pendiente de los acotamientos oscila entre 2 % para superficies pavimentadas y 8 % para superficies recubiertas con césped. La cuneta a la derecha de la figura está formada por el talud interior y el talud exterior o pendiente del corte. Estos taludes deben seleccionarse de tal forma que puedan ser cruzados con seguridad por vehículos fuera de control que salgan de la carretera. La anchura del fondo de la cuneta y su profundidad, deben ser tales que ofrezcan la capacidad de drenaje requerida y proporcionen una adecuada estabilidad a la subrasante del camino. En este sentido, se recomiendan profundidades entre 0.30 y 1.20 m por debajo de la orilla del acotamiento. Como indica la Figura 4-4, es importante también redondear todos los ángulos que forman las diferentes pendientes de los taludes.

La Figura 4-5 muestra la sección transversal recomendable en secciones sobreelevadas. El lado bajo de esta sección es similar al de la Figura 4-4, excepto por la pendiente del acotamiento. Desde un punto de vista operativo, es recomendable que la pendiente del acotamiento sea igual a la sobreelevación del pavimento. Por su parte, como ya se dijo anteriormente, en la orilla de la calzada del lado elevado de



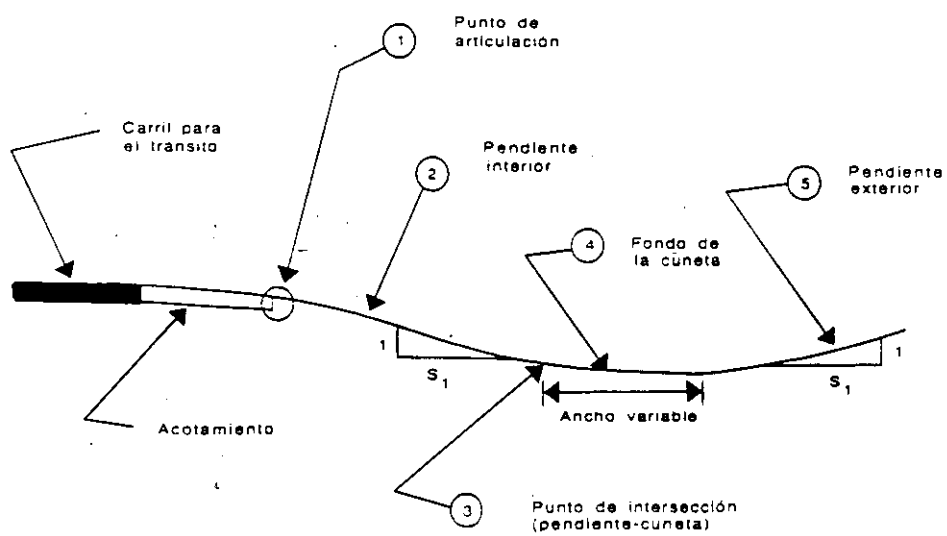


Figura 4-3 Regiones de las cunetas

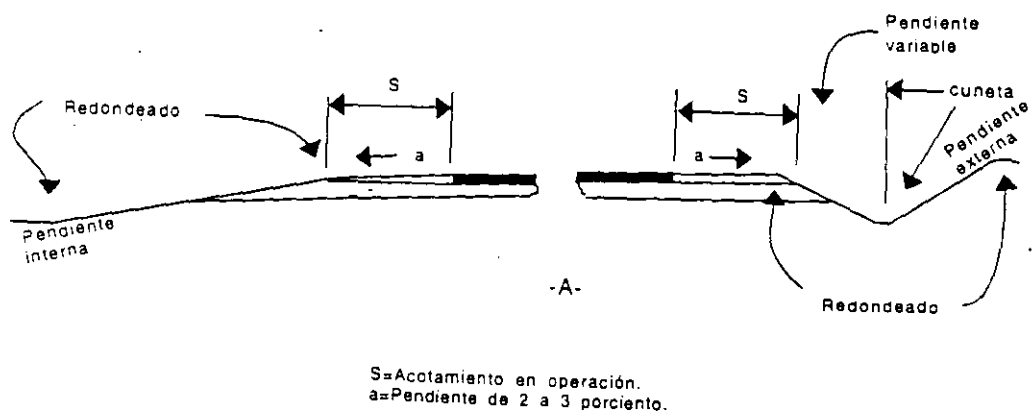


Figura 4-4 Sección transversal típica.

la sección transversal, la diferencia algebraica entre las pendientes del pavimento y del acotamiento no debe exceder de 8 %, con el fin de evitar que los vehículos tiendan a volcarse.

## CAPITULO 009 BARRERAS

### 009.A Consideraciones Generales

Las barreras se utilizan para reducir la severidad de accidentes potenciales que puedan sufrir vehículos fuera de control que tiendan a salirse del camino, y que las consecuencias de chocar contra la barrera sean menores que las ocasionadas por salirse del camino. Debido a que las barreras mismas son una fuente potencial de accidentes, sólo deben instalarse cuando se justifiquen plenamente.

El término "barrera" se refiere a barreras longitudinales y a amortiguadores de impacto. Las primeras tienen como objetivo fundamental hacer que los vehículos fuera de control vuelvan a su dirección original. Las segundas, por su parte, tienen por objeto detener a los vehículos, aunque también los pueden reencauzar

Las barreras longitudinales se instalan en la parte central o al borde de los caminos. Pueden ser de tres tipos: flexibles, semi-rígidas o rígidas, dependiendo de la cantidad de deformación que puedan experimentar con el impacto de un vehículo.

Los sistemas flexibles, con el impacto, pueden experimentar una deflexión dinámica considerable. Su resistencia se debe, principalmente, al desarrollo de fuerzas de tensión en un miembro longitudinal sostenido por postes (los cuales no deben ofrecer resistencia al impacto directo). Este sistema se diseña para contener a los vehículos en vez de reencauzarlos y requiere una mayor distancia lateral libre a objetos fijos con el fin de acomodar la deflexión experimentada durante el impacto.

En los sistemas semi-rígidos, la resistencia al impacto se obtiene por la flexión o tensión del riel o elemento longitudinal. Los postes que soportan este riel se diseñan también para que cedan fácilmente en caso de impacto directo.

Los sistemas rígidos no se deforman al ser impactados. En las colisiones, la energía se disipa por levantamiento del vehículo y deformación de su lámina. A medida que el ángulo del impacto es mayor, las fuerzas de desaceleración de la barrera aumentan, razón, por la cual, este sistema sólo debe utilizarse donde se esperen ángulos de impacto pequeños, como es el caso de barreras instaladas a lo largo de acotamientos o de fajas separadoras centrales angostas. Este sistema ha

demostrado ser muy efectivo en áreas donde se realizan trabajos de mantenimiento vial.

En resumen, al seleccionar un sistema de barrera longitudinal deben tomarse en consideración las propiedades de deformación de los distintos sistemas, sus capacidades, comportamiento y área disponible para acomodar la deflexión de la barrera en caso de impacto.

### **009.B Barreras Longitudinales**

**009.B.01 Laterales.** Una barrera lateral es un sistema longitudinal que se utiliza a ambos lados del camino para proteger a los conductores de los peligros naturales o creados por el hombre. En ocasiones se pueden utilizar para proteger del tránsito vehicular, a peatones, ciclistas y otras personas que se encuentren en las inmediaciones del camino.

Algunos peligros potenciales que ameritan la construcción de estas barreras son: (1) terraplenes o cortes laterales y (2) otros obstáculos laterales.

Recientemente se ha demostrado que el redondeo del pie de los terraplenes o cortes laterales (en las inmediaciones del acotamiento) puede reducir el potencial de accidentes.

La Referencia 4-5 proporciona información adicional en relación con estas barreras.

### **009.B.02 Centrales**

Las barreras ubicadas en la faja separadora central se utilizan para reducir la posibilidad de que vehículos fuera de control invadan los carriles de circulación del sentido opuesto. La posibilidad de que esto ocurra aumenta cuando la intensidad vehicular es mayor y la anchura de la faja central o separación entre ambos sentidos es menor. La necesidad de estas barreras debe detectarse, fundamentalmente, a partir de registros históricos de colisiones frontales por invasión de los carriles del sentido opuesto.

Estas barreras pueden ser particularmente necesarias en carreteras divididas en que los cuerpos de cada sentido están separados por una faja separadora central, pero se encuentran a diferente elevación.

Dentro de los tipos más comunes se cuentan: (1) las vigas de acero de sección W en ambas caras, instaladas en postes muy resistentes; (2) las vigas en forma de cajón instaladas en postes de escasa resistencia y (3) barreras de concreto con caras inclinadas. La Referencia 4-5 presenta información adicional sobre estos tipos de barreras. La deflexión máxima ante un impacto vehicular es un factor esencial que es

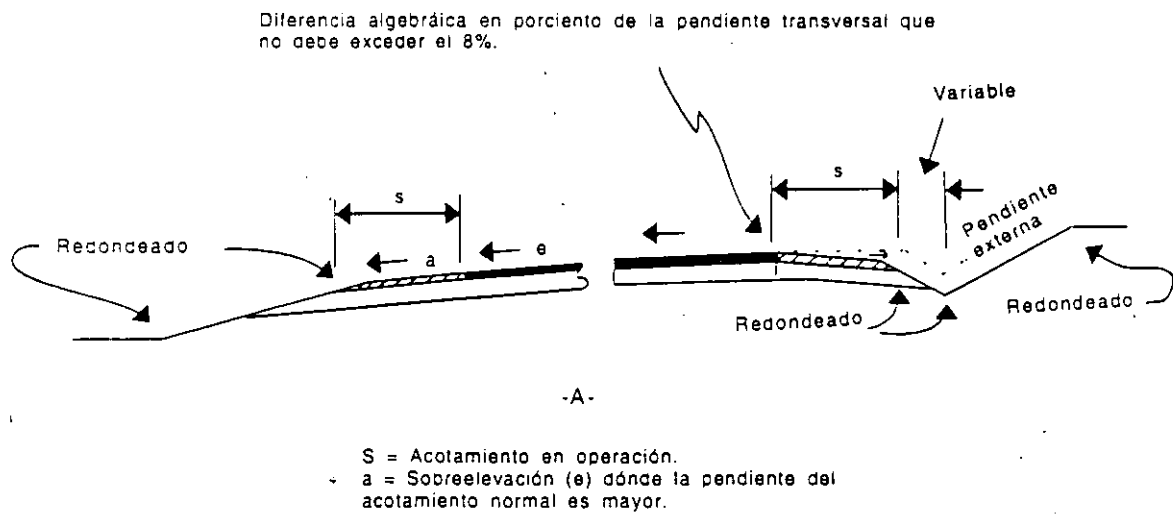


Figura 4-5 Sobreelevación de la sección transversal típica.

necesario tomar en cuenta al seleccionar el tipo de barrera ya que ésta debe no sólo impedir que los vehículos invadan el sentido opuesto sino también evitar que al deformarse, obstruyan la circulación del sentido opuesto.

#### **009.C Parapetos de Puentes**

Los parapetos de puentes sirven para evitar que vehículos, peatones o ciclistas se caigan de la estructura. La Referencia 4-8 especifica los requerimientos geométricos y de cargas y esfuerzos máximos que deben satisfacerse en el diseño de estos elementos. Su diferencia con otros tipos de barreras radica, esencialmente, en que no se cimentan en el suelo sino que son extensiones de la estructura.

#### **009.D Amortiguadores de Impacto**

Son sistemas de protección que impiden que los vehículos fuera de control choquen violentamente contra obstáculos laterales del camino, reduciendo su aceleración para reencauzarlos nuevamente. Se utilizan comúnmente en pilas de estructuras, soportes de anuncios elevados, muros de contención, cortes o terraplenes adyacentes y en los extremos de barreras y parapetos. La Referencia 4-5 proporciona información adicional en relación con estos elementos.

### **CAPITULO 010 FAJAS SEPARADORAS CENTRALES**

Las fajas separadoras centrales son deseables en carreteras de 4 ó más carriles. Se definen como la porción de una carretera dividida que separa las calzadas de circulación de los dos sentidos opuestos. La anchura de la faja separadora central se define como la dimensión entre los bordes internos de las calzadas incluyendo los acotamientos del lado izquierdo. Las funciones principales de las fajas separadoras centrales son: separar los flujos vehiculares de los sentidos opuestos, proporcionar un área de recuperación para los vehículos que pierdan el control, proporcionar un área de estacionamiento en caso de emergencia, proporcionar espacio de almacenamiento para los vehículos que den vuelta a la izquierda o en U, minimizar el deslumbramiento nocturno de los vehículos circulantes en uno u otro sentido y proporcionar un ancho de reserva para la construcción de carriles adicionales futuros.

Por razones de seguridad, es preferible proporcionar fajas separadoras centrales que construir barreras centrales. En este sentido, en lo posible, la anchura de las fajas separadoras centrales debe ser tal que elimine la necesidad de construir barreras centrales. Las fajas separadoras centrales deben ser tan anchas como sea necesario, prácticas y económicas. El rango de anchuras de la faja separadora central oscila desde 1.20 m hasta 24 m ó más. En general, entre más ancha es la faja, se proporciona una mejor y más

segura operación, aunque esto también encarece el costo de la carretera (se requiere un derecho de vía más amplio, los costos de construcción y mantenimiento son mayores, etc).

Las fajas separadoras centrales pueden ser: deprimidas, elevadas o a nivel con la superficie del pavimento. Las deprimidas son más convenientes en autopistas debido a la necesidad de contar con un drenaje más eficiente. La pendiente de ambos lados de este tipo de faja central debe ser 6:1 (desplazamiento horizontal a vertical) de preferencia, aunque 4:1 puede ser conveniente. Las fajas separadoras centrales a nivel con la superficie del pavimento suelen también requerir de la construcción de barreras centrales.

#### **CAPITULO 011 VIAS LATERALES**

Estas vías tienen funciones diversas dependiendo del tipo de carretera a la que sirven. Pueden utilizarse para controlar el acceso de carreteras principales segregando el tránsito local del de largo recorrido. Por lo tanto, en carreteras rurales se utilizan mayormente al cruzar por áreas urbanas. Se construyen en tramos donde el tránsito local se combina con el de largo recorrido de la carretera cuyo volumen y características pueden ocasionar frecuentes situaciones de peligrosidad. Estas vías se utilizan principalmente en autopistas siendo su función primordial distribuir y recolectar el tránsito entre las vialidades locales y la autopista.

Pueden ser de uno ó de dos sentidos. En el primer caso, cada sentido corre en un cuerpo separado, a ambos lados de la carretera. En el segundo, un solo cuerpo alberga a los dos sentidos del tránsito. En general, las primeras proporcionan una operación más eficiente y segura.

#### **CAPITULO 012 FAJAS SEPARADORAS LATERALES**

Son cada una de las áreas comprendidas entre los carriles de circulación de la carretera principal y de sus vías laterales. Sirven como zonas de almacenamiento vehicular y de separación entre los flujos que circulan por la carretera principal y los que circulan por sus vías laterales. Proporcionan espacio para dos acotamientos, uno de la carretera principal y otro de la vía lateral adyacente, y para alojar las rampas de entrada y salida de la carretera.

Cuanto más ancha es esta separación, menor influencia ejercerá el tránsito local que circula por la vía lateral sobre el tránsito que circula por la carretera principal.

Cuando la vía lateral es de doble sentido de circulación, el conductor que circula por la carretera principal tendrá a cada lado, a un flujo vehicular que circula en sentido

opuesto (uno por la carretera principal y otro por la vía lateral). Por lo tanto, la separación exterior deberá ser más ancha en este caso que cuando la vía lateral es de un solo sentido, con el fin de minimizar el deslumbramiento nocturno de los conductores que circulan por la carretera principal. La Figura 4.6 muestra una separación exterior típica, a través de la cual se desarrolla una rampa de entrada o salida de la carretera principal.

## **CAPITULO 013 CONTROL DEL RUIDO**

El ruido puede definirse como sonido no deseado. En los vehículos automotores, tanto el motor como la aerodinámica, el escape y la interacción de las llantas con el pavimento, generan ruido. Debe realizarse cualquier esfuerzo por minimizar la irradiación de ruido hacia áreas sensibles al ruido ubicadas en las inmediaciones de la carretera. Es necesario que el proyectista evalúe los niveles de ruido probables en vías de futura construcción así como la efectividad de reducir éstos mediante posibles modificaciones del trazo del camino o la instalación de ciertos elementos. La Referencia 4-9 presenta un método para predecir niveles de ruido así como para detectar la necesidad de tomar medidas de abatimiento de estos niveles, tomando en cuenta los usos del suelo.

Un método efectivo para reducir el ruido del tránsito en las áreas adyacentes al camino consiste en diseñar la carretera de tal forma que algún tipo de cuerpo sólido bloquee la línea de transmisión del ruido entre su fuente y los receptores. En el caso de las carreteras deprimidas por debajo del nivel del suelo, las paredes laterales del camino constituyen esa barrera. En el caso de carreteras construidas sobre un terraplén, en un área sensible al ruido, deben instalarse barreras contra el ruido de concreto, metal, madera o paredes de mampostería. Los arbustos y árboles no son elementos muy eficientes para bloquear la transmisión del ruido, dada su permeabilidad a los flujos de aire.

En el Título 010 "Impacto Ambiental" de estas Normas, se tratan con mayor detalle los aspectos anteriores.

## **CAPITULO 014 TUNELES**

### **014.A Consideraciones Generales**

Ciertas carreteras pueden requerir la construcción de secciones en túnel, ya sea para salvar obstáculos naturales o para minimizar los impactos de la carretera en las comunidades o instalaciones aledañas. Las condiciones generales que pueden justificar la construcción de túneles son:



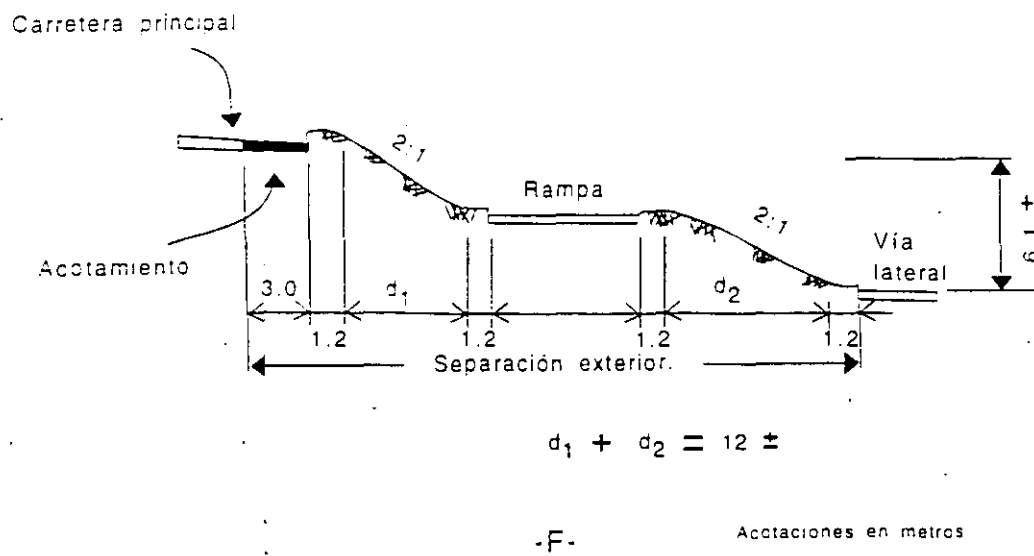


Figura 4-6 Separación exterior típica.

1. La necesidad de cruzar cordilleras largas y angostas, en donde la realización de cortes pudiera resultar demasiado costosa o de consecuencias ambientales muy negativas.
2. La necesidad de cruzar instalaciones de importancia que no puedan ser afectadas (p. ej. aeropuertos, parques, etc).
3. En aquellos casos en que el costo del derecho de vía sea mayor que el costo de construir y operar el tunel.

#### **014.B Tipos de Túneles**

Puede clasificarse como: (1) construidos utilizando métodos de minería y (2) construidos mediante métodos de corte y cobertura.

Los primeros se construyen sin remover la capa superior de roca o suelo y su construcción resulta más barata en roca sólida que en terreno suave.

Los segundos, por su parte, se construyen haciendo un corte abierto y rellenando la parte superior del mismo después de construir la estructura. Este segundo método es el más económico para construir túneles de poca profundidad. También se utiliza para construir túneles subacuáticos. En este caso, se abre una zanja en el lecho del cuerpo del agua, se instalan secciones de tunel prefabricadas que se van uniendo y al completarse la estructura, se rellena la parte superior de la zanja y se extrae el agua del interior de la estructura.

#### **014.C Consideraciones Generales de Diseño**

Debido a que los túneles son las estructuras carreteras más costosas, deben construirse de la menor longitud posible. Por esta razón, deben ubicarse fundamentalmente en tangente, lo cual no sólo reducirá su costo sino que también mejorará su eficiencia operativa.

Tanto la pendiente de los túneles como su longitud deben definirse tomando en cuenta el confort de los usuarios, sus costos constructivos, de operación y mantenimiento así como sus requerimientos de ventilación e iluminación. En los extremos del túnel debe proporcionarse una transición adecuada entre la iluminación interna y la luz natural del exterior.

En general debe evitarse la instalación de señalamiento en el interior de los túneles por el elevado costo que significa ampliar vertical u horizontalmente la sección.

Debe evitarse la construcción de rampas de salida de la carretera a menos de 300 m de los extremos del túnel, ya que distancias menores a ésta son insuficientes para proporcionar

la señalización necesaria. Deben evitarse también, operaciones de entrecruzamiento, incorporación y separación de flujos en el interior del túnel.

#### 014.D Secciones de Túneles

Las Figuras 4-7 y 4-8 muestran, respectivamente, las secciones mínima y deseable para túneles de 2 carriles. La sección deseable proporciona acotamientos adecuados para vehículos averiados y para la realización de operaciones de mantenimiento, así como banquetas o andadores para permitir la circulación de peatones en casos de emergencia y para proteger las paredes del túnel.

#### CAPITULO 015 CRUCES PEATONALES

En segmentos carreteros donde existan movimientos peatonales fuertes combinados con flujos vehiculares importantes, debe considerarse la posibilidad de instalar cruces o pasos peatonales. En carretera dividida con barrera central son indispensables a distancias relativamente cortas.

Los cruces o pasos peatonales pueden ser superiores o inferiores. En general, los peatones son más renuentes al uso de pasos peatonales inferiores que superiores.

De preferencia, las subidas y bajadas de los cruces peatonales deben ser en rampa, para que los minúsválidos, que requieran sillas de ruedas, puedan desplazarse.

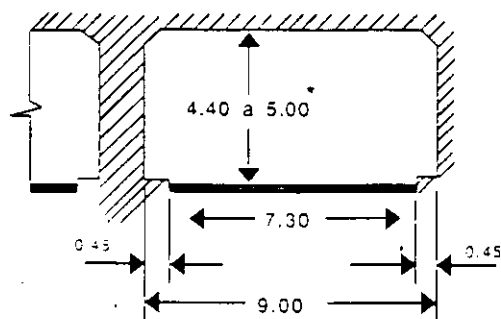
El gálibo de los pasos peatonales superiores debe ser ligeramente mayor que el gálibo mínimo para estructuras vehiculares, ya que los primeros son menos resistentes que los segundos y por lo mismo pueden sufrir daños mayores al ser impactados por vehículos excedidos en altura. El gálibo recomendable para estas estructuras oscila entre 5.10 y 6.60 m.

La anchura del andador de estos pasos debe definirse en términos de los flujos esperados de peatones y no debe ser menor de 2.40 m.

Todos los pasos superiores deben contar con un pasamano (o barandilla) entre 0.90 y 1 m de altura. Es recomendable que los pasos superiores cuenten con una malla metálica circundante que reduzca las posibilidades de que los peatones arrojen objetos a los vehículos que circulan por debajo del paso.

#### CAPITULO 016 ADAPTACIONES DE ACERAS PARA MINUSVALIDOS

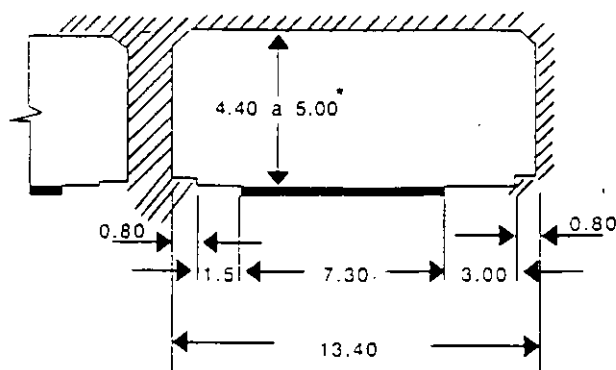
Cuando se diseñe una carretera que requiera de bordillos o aceras para peatones, en algunos segmentos, deben



Dimensiones mínimas

-a-

\* Incluye tolerancia para futura repavimentación.



Deseable

-b-

Acotaciones en metros

Figuras 4-7 y 4-8 Secciones típicas para túneles de dos carriles.

proporcionarse en esquinas y otros sitios importantes de cruce, pequeñas rampas para facilitar el acceso de personas que requieran de sillas de ruedas u otros aparatos para movilizarse.

#### CAPITULO 017 PARADAS DE AUTOBUSES

En carreteras donde haya servicio de transporte de pasajeros con paradas a lo largo del camino, deben proporcionarse sitios específicos para estas paradas, que garanticen que la desaceleración, detención y aceleración de los autobuses se efectúe en zonas pavimentadas fuera de los carriles de circulación.

#### CAPITULO 018 REFERENCIAS

- 4-1. AASHTO, *Guide for the Design of Pavement Structures* Washington, AASHTO, 1986.
- 4-2. Corro C, Santiago, R. Magallanes y G. Prado, *Instructivo para el Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras*, Publicación No. 444, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F., 1981.
- 4-3. AASHTO, *Guidelines for Skid Resistant Pavement*, Washington, AASHTO, 1976.
- 4-4. Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, Special Report No. 209*, Washington, National Academy of Sciences, National Research Council, 1985.
- 4-5. AASHTO, *Roadside Design Guide*, Washington, AASHTO, 1989.
- 4-6. AASHTO, *Highway Drainage Guidelines*, Washington, AASHTO, 1988.
- 4-7. Federal Highway Administration, *Design of Stable Channels with Flexible Linings*, HEC-15, FHWA, Oficina de Ingeniería, División de Puentes, Washington, D. C, 1975.
- 4-8. AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, Washington, AASHTO, 1977.
- 4-9. Barry, T. M, Reagan, J. A, FHWA *Highway Traffic Noise Prediction Model*, FHWA-RD-77-108, 1978, National Technical Information Service, Springfield, Virginia 22161.

N O R M A S   S . C . T .  
LIBRO 2  
P R O Y E C T O  
PARTE 2.02  
PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

TITULO 2.02.05  
A U T O P I S T A S

## TITULO 2.02.05 AUTOPISTAS

### CAPITULO 001 INTRODUCCION

Las autopistas son carreteras de la más alta categoría, o vías rápidas, con control total de accesos. Se entiende por control de accesos el control que ejerce la Autoridad Pública sobre el derecho de los ocupantes y propietarios del suelo aledaño a una determinada carretera, de acceder a la misma. Control total de accesos significa que la autoridad otorga preferencia al tránsito directo que circula por la autopista, proporciona acceso sólo en algunas vías importantes y prohíbe el acceso directo a la propiedad privada adyacente. Significa también que no se permiten cruces o intersecciones a nivel.

Las carreteras de clasificación más elevada deben entroncar con las autopistas mediante intersecciones a desnivel, provistas generalmente de rampas para el intercambio de flujos vehiculares. Los caminos locales deben interrumpirse al llegar a las autopistas o conectarse con vías laterales u otros caminos locales para dar continuidad al tránsito.

Las autopistas son carreteras construidas sobre corredores importantes de transporte para proporcionar altos niveles de seguridad y eficiencia en el movimiento de grandes volúmenes de tránsito a altas velocidades.

### CAPITULO 002 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

#### 002.A Velocidad de Diseño

La velocidad de proyecto de las autopistas debe ser congruente con la velocidad de operación, en condiciones de seguridad, que desean los usuarios durante las horas de menor demanda vehicular, sin exceder los límites de una construcción prudente, de un derecho de vía mesurado y de unos costos socio-económicos moderados.

Se recomienda utilizar una velocidad de proyecto de 110 km/h para estas vías. Las autopistas diseñadas para velocidades menores, tienden a ser, en general, más inseguras, menos cómodas y a incrementar el consumo de combustible de los vehículos así como sus costos de operación. En terreno montañoso debe utilizarse una velocidad de proyecto de 80 a 95 km/h, de acuerdo con las expectativas de los conductores.

La velocidad de proyecto no deberá ser menor de 80 km/h. Cualquier reducción de costos de construcción lograda a expensas de una velocidad de proyecto menor que el valor anterior, tenderá a contrarrestarse por costos de operación del transporte más altos, inconveniencias causadas al tránsito, mayores alteraciones ocasionadas al medio ambiente y eventuales costos de modernización.

En aquellos casos en que se utilice una velocidad de proyecto menor que 80 km/h, deberá proporcionarse el señalamiento que indique la velocidad máxima permitida así como los elementos de control que impidan que esta velocidad máxima sea excedida.

#### **002.B Volúmenes de Tránsito de Proyecto**

En el Título 2.02.02 se trató lo referente a la selección del horizonte y del tránsito de proyecto. Normalmente, las autopistas se diseñan para acomodar el tránsito esperado durante un período de 20 años. Algunos elementos de una autopista existente que pretendan reconstruirse, pueden proyectarse para períodos de diseño menores que el valor anterior.

Los requerimientos de capacidad de la autopista deben determinarse a partir del volumen horario direccional de proyecto correspondiente (VHDP). El número de carriles deberá ser tal que permita acomodar el volumen de tránsito esperado al nivel de servicio B. En general, las autopistas deben contar con 4 carriles de circulación (2 para cada sentido), excepto a su arribo a las áreas urbanas en donde pudieran requerirse 6 ó más carriles.

#### **002.C Niveles de Servicio**

El proyectista o diseñador debe proyectar la autopista para el mayor nivel de servicio factible, considerando las condiciones futuras que se anticipen.

En general, es deseable proyectar las autopistas para un nivel de servicio B, aunque puede aceptarse un nivel de servicio C en carriles auxiliares (adicionales) que transporten flujos de tránsito excepcionalmente elevados.

La referencia 5-1 presenta una discusión completa sobre los conceptos, procedimientos y técnicas relativas al nivel de servicio y a la capacidad en autopistas.

#### **002.D Calzada y Acotamientos**

Las autopistas deben contar con 2 carriles por sentido cuando menos, con una anchura de 3.65 m. Sus pavimentos deben ser de alta calidad, con buena resistencia al derrapamiento y una capacidad estructural adecuada. Las pendientes transversales deben oscilar entre 1.5 y 2% en secciones en tangente de dos carriles por sentido. El valor más alto se recomienda en zonas de precipitación pluvial moderada, en tanto que en zonas de precipitación pluvial elevada, debe utilizarse una pendiente transversal de 2.5 % para facilitar el drenaje.



Es recomendable que la anchura efectiva del acotamiento del lado derecho sea de cuando menos 3 m y donde el tránsito de camiones de carga exceda los 250 vehículos por hora, tenga 3.65 m de anchura. En autopistas de cuatro carriles conviene que el acotamiento izquierdo (de la zona central) sea entre 1.20 y 2.40 m de anchura. En autopistas de 6 ó más carriles, es aconsejable que el acotamiento izquierdo tenga una anchura efectiva de 3 m y donde el tránsito de camiones de carga sea mayor de 250 vehículos por hora, éste puede ser de 3.65 m de anchura. La pendiente transversal de los acotamientos debe oscilar entre 2 y 6 %, debiendo ser un 1 % más inclinados que los carriles de circulación en secciones en tangente, para facilitar el drenaje. Es deseable que el color y la textura de los acotamientos sea diferente que los de los carriles de circulación.

#### **002.E Bordillos**

En autopistas no deben utilizarse bordillos de detención de vehículos, sin embargo, si llegarán a requerirse, en casos especiales, conviene que se instalen después del borde exterior del acotamiento. Los bordillos montables, en caso de utilizarse, deberán construirse de la misma manera.

#### **002.F Sobreelevación**

En autopistas se recomienda un valor máximo de sobreelevación de entre 0.08 y 0.12.

#### **002.G Pendientes**

En la Tabla 5-1 se indican las pendientes máximas recomendables en función de la velocidad de proyecto y del tipo de terreno. Donde el alineamiento presente pendientes sostenidas, debe analizarse la conveniencia de construir carriles auxiliares o adicionales de ascenso.

#### **002.H Estructuras**

Se sugiere que los puentes, alcantarillas, muros de contención, túneles y otras estructuras de autopistas se proyecten de acuerdo con lo indicado en la Referencia 5-2.

Los puentes de las autopistas deben tener la anchura suficiente para albergar la misma sección transversal (carriles y acotamientos) de los tramos sobre terracerías.

La anchura de las estructuras y el espacio lateral libre de obstrucciones para las carreteras que crucen superior o inferiormente a las autopistas, dependerán de la clasificación funcional de tales carreteras.

Tabla 5-1. PENDIENTES MAXIMAS PARA AUTOPISTAS

Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño		
	80	95	110
	Pendiente (%)		
Plano	4	3	3
Lomerío	5	4	4
Montañoso	6	6	5

**002.I Gálibo**

El gálibo de las estructuras que cruzan por encima de las autopistas debe ser de 4.80 m cuando menos, a todo lo ancho de la autopista incluyendo los carriles auxiliares y la anchura efectiva de los acotamientos.

Debido a su menor resistencia, conviene que el gálibo de las estructuras de los señalamientos y los pasos peatonales sea de 5.10 m. cuando menos.

También deberá proporcionarse una tolerancia adicional a los valores anteriores de 15 cm, para tomar en cuenta futuros reencarpetados.

**002.J Distancia Lateral Libre de Obstrucciones**

Como ya se indicó en el Título 2.02.04, esta distancia en autopistas debe ser congruente con la velocidad de operación y con los taludes laterales de las mismas. Los obstáculos peligrosos, dentro de la zona deberán protegerse con barreras adecuadas.

Los objetos fijos que no puedan ser reubicados dentro de la zona libre de obstáculos deben construirse de manera que al ser impactados cedan fácilmente, o protegerse mediante barreras o atenuadores de impacto. Las pilas de los puentes, los muros de contención y otros elementos de apoyo estructural deberán colocarse al borde de dicha zona.

En autopistas construidas sobre terraplenes con pendientes superiores a 3:1 (desplazamiento horizontal a vertical) o cuando el área entre los bordes del acotamiento exterior y de la zona libre de obstáculos sea prácticamente imposible de cruzar con seguridad, deberán instalarse barreras laterales. Cuando se utilicen muros laterales de contención en secciones construidas sobre terraplenes, la parte superior de dichos muros deberá quedar después del borde exterior del acotamiento.

**002.K Rampas y Accesos**

Las rampas y accesos de las autopistas pueden proyectarse de acuerdo con lo indicado en el Título 2.02.03 de estas Normas.

**002.L Alineamiento y Perfil**

Dado que las autopistas se proyectan para flujos vehiculares elevados operando a altas velocidades, es necesario que sus alineamientos tanto horizontal como vertical sean suaves, en lo posible. Una combinación adecuada de curvaturas planas, tangentes cortas, pendientes suaves, anchuras variables de la faja separadora central y diferente elevación de los cuerpos

en cada sentido (si este es el caso), puede conducir a trazos seguros y estéticamente agradables. En las tangentes conviene evitar, en lo posible, modificaciones a la anchura de la faja separadora central, ya que esto pudiera crear en los conductores una apariencia distorsionada de la carretera.

Aunque el perfil pudiera satisfacer todos los controles o requerimientos de proyecto, es posible que el alineamiento vertical parezca aún forzado y angular si escasamente se satisfacen los criterios o requisitos mínimos. Es recomendable revisar las diferentes alternativas de proyecto del perfil utilizando dibujos longitudinales continuos, en los cuales puedan hacerse evidentes aspectos indeseables. Esto es particularmente recomendable para tramos de autopista proyectados sobre terreno en lomerío o montañoso.

La congruencia entre los alineamientos horizontal y vertical debe estudiarse detalladamente, con el fin de obtener una combinación adecuada de éstos.

#### **002.M Faja Separadora Central**

Es conveniente que las autopistas tengan una faja separadora central de entre 15 y 30 m.

La faja separadora central de 15 m de anchura mostrada en la Figura 5-1.A permite acomodar acotamientos con pendiente de 1.80 m de ancho y taludes laterales 6:1 (desplazamiento horizontal a vertical) así como una cuneta central de 90 cm de profundidad. Esta anchura proporciona espacio suficiente para que los vehículos fuera de control que se salgan de la autopista puedan retornar a ella. Sin embargo, las pilas que se desplantan en una faja separadora central de esta anchura deberán protegerse de acuerdo con lo indicado en el Título 2.02.04 (Capítulo 009, Cláusula D).

La faja separadora central de 30 m mostrada en la Figura 5-1.B permite que, en terreno en lomerío, el proyectista pueda diseñar perfiles separados para el cuerpo de cada sentido, lo cual resultará en una autopista más congruente con las condiciones del terreno y del medio ambiente. Por supuesto, deberán proporcionarse también, taludes laterales suficientemente planos como para permitir que los vehículos fuera de control que se salgan del camino puedan retornar con seguridad. En terreno plano, una faja separadora central de 30 m es también adecuada en aquellos casos en que se contemple ampliar el cuerpo de cada sentido en una etapa futura, con un carril adicional de 3.65 m de anchura.

Cuando el terreno sea lomerío fuerte o inadecuado para el cultivo o pastoreo de animales, la faja separadora central podrá tener una anchura variable de 50 m ó más. Este caso se ilustra en la Figura 5-1.C. Una anchura de esta magnitud

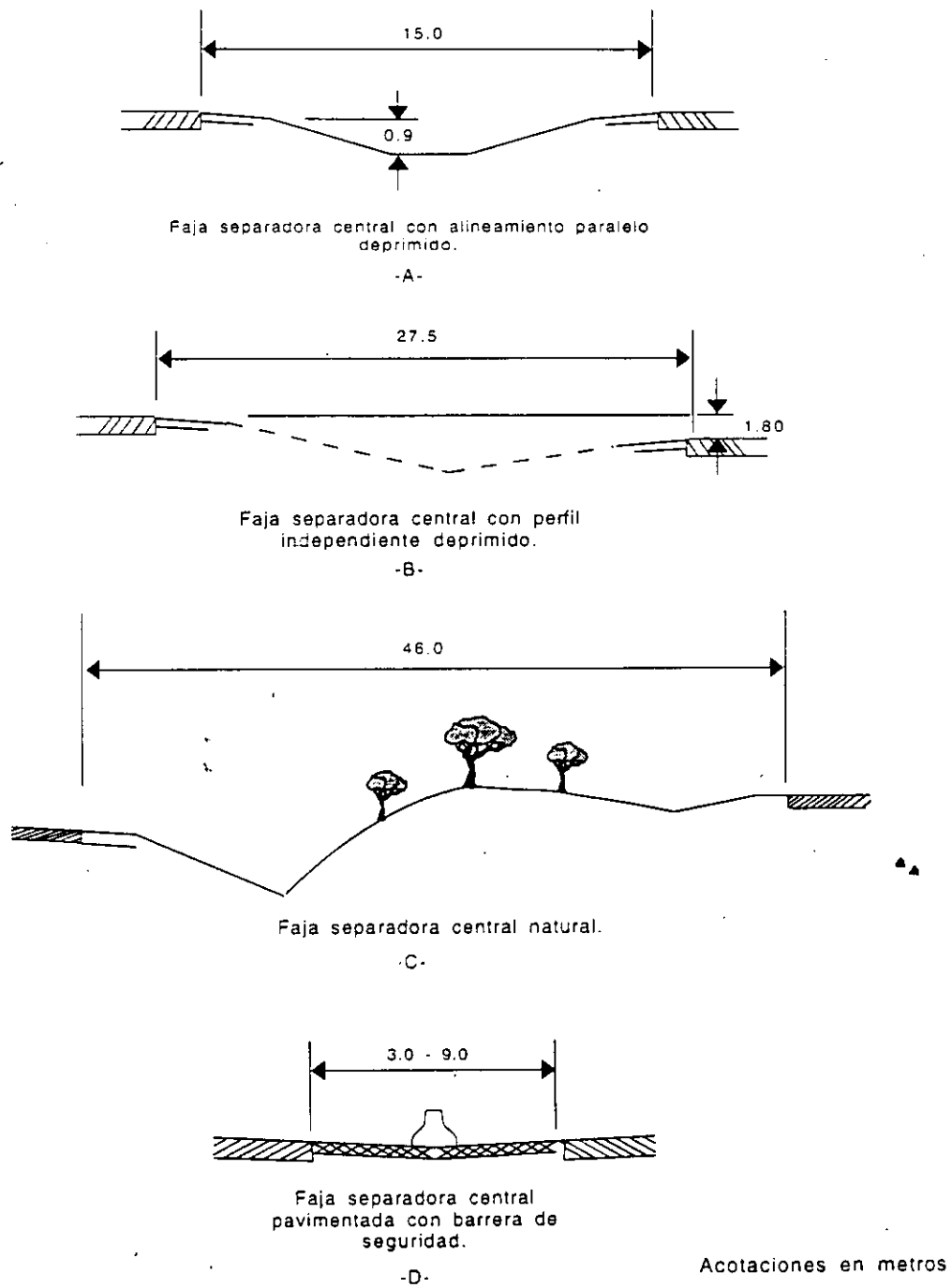


Figura 5-1 Fajas separadoras centrales típicas en áreas rurales.

permitirá al proyectista diseñar alineamientos separados para el cuerpo de cada sentido, tanto horizontal como verticalmente y que el proyecto de la autopista sea más congruente con la topografía del terreno. Los taludes (dentro de las zonas laterales libres de obstáculos de cada cuerpo) deberán permitir a los conductores, la recuperación del control de los vehículos que se salgan del camino. El área sobrante que debe quedar libre de obstáculos después del borde, puede dejarse en su estado natural (con su vegetación, árboles y demás elementos originales), lo cual reducirá los costos de mantenimiento de la vía y añadirá interés escénico a la misma. La combinación de esta característica así como de los alineamientos independientes para cada sentido suele resultar bastante agradable para los usuarios. Es también tranquilizante para éstos que el cuerpo del sentido opuesto sea visible a intervalos frecuentes.

En terreno montañoso o en áreas suburbanas en las que existan restricciones al derecho de vía, es común que sólo pueda proporcionarse una faja separadora central de 3 a 9 m de anchura, como se muestra en la Figura 5-1.D. Generalmente estas fajas separadoras centrales se pavimentan, proporcionando drenaje subterráneo cuando es necesario. En fajas de esta anchura suele justificarse la instalación de barreras centrales, dependiendo del volumen de tránsito y de las condiciones operativas.

Cuando los entronques están espaciados a más de 8 km, deberán proporcionarse cruces transversales para emergencias o para el mantenimiento de la autopista. Esto evitará que los vehículos de emergencia o de vigilancia (patrullas) viajen demasiado antes de poder retornar. Es conveniente en general, que existan cruces o retornos a cada 4 ó 6 km. Estos cruces deberán construirse a 500 m ó más de los extremos de las rampas de acceso o de otros tipos de estructuras de la autopista. Asimismo, deberán instalarse en sitios donde existan distancias de visibilidad muy por arriba de las mínimas de parada. No deberán instalarse en curvas que requieran sobreelevación. Estos cruces deben ser inferiores, con anchura suficiente para permitir que los vehículos den la vuelta con seguridad. Su capa superficial deberá resistir el paso de equipo de mantenimiento vial.

#### **002.N Taludes Laterales**

En general, la combinación de los taludes interior y exterior así como la configuración de la cunetas, deberán permitir que los vehículos fuera de control se salgan de la calzada puedan retornar a ella. Los puntos de quiebre de los taludes deberán ser redondeados. Es aconsejable que los taludes interiores sean 6:1 (desplazamiento horizontal a vertical) o más planos en secciones en corte o en terraplén de altura moderada. En terraplenes elevados en los que el talud interior sea demasiado inclinado, deberán instalarse barreras laterales.

Conviene que los taludes exteriores sean 3:1 ó más planos, para facilitar el control de la erosión y las operaciones de mantenimiento.

#### **002.0 Sección Transversal Típica y Derecho de Vía**

Las secciones transversales de las autopistas rurales varían considerablemente dependiendo del número de carriles, de la disponibilidad de derecho de vía y del tipo de terreno. En la Figura 5-2 se muestran tres secciones transversales con sus respectivos derechos de vía, en autopistas rurales de 4 carriles. El primer caso (Figura 5-2.A) corresponde a una autopista con alineamientos separados para el cuerpo de cada sentido. El segundo caso (Figura 5-2.B) corresponde a una sección transversal típica de autopistas. Finalmente, el tercer caso (Figura 5-2.C) corresponde a una sección transversal de una autopista con derecho de vía restringido y faja separadora central de 3 a 9 m de anchura en la que se ha instalado una barrera central.

Las secciones transversales anteriores incluyen todos los elementos de la autopista, excepto las vías laterales. Por cada vía lateral que se incluya deberá añadirse a las secciones anteriores, un ancho adicional de 15 m.

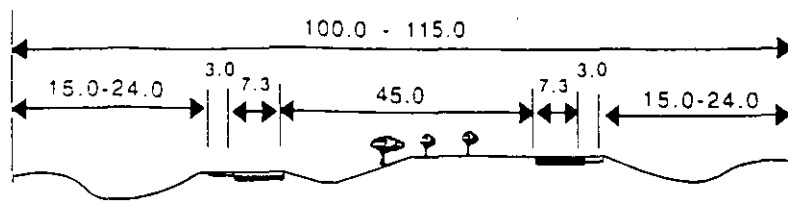
#### **002.P Vías Laterales**

En autopistas rurales la necesidad de vías laterales es menor que en autopistas urbanas, ya que el tránsito local que incide en la autopista es más intenso. Sin embargo, en autopistas rurales también pueden requerirse vías laterales. En este caso, las vías laterales suelen ser intermitentes y relativamente cortas, comunicando a las propiedades aledañas; asimismo dan continuidad a las vías locales conectándolas con las arterias transversales que cruzan a desnivel la autopista. Figura 5-2.

En casos donde una autopista corra paralela y cerca de una carretera importante, puede ser recomendable convertir a esta última en una vía lateral de dos carriles que sirva como vialidad colectora.

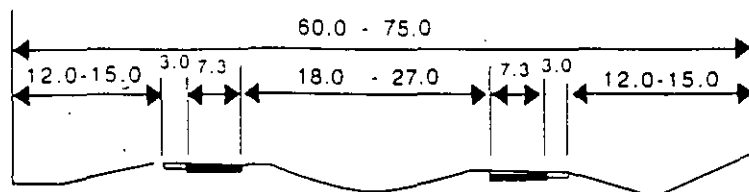
Las vías laterales de nueva construcción, por su escasa continuidad y el tipo de servicio que proporcionan, suelen ser de dos carriles (uno para cada sentido). Dado que las intersecciones con vías transversales que cruzan a desnivel la autopista, suelen ser complejas, generalmente se ubican lejos de las estructuras de pasos a desnivel y/o de los sitios de conexión de las rampas con la autopista.

Generalmente las vías laterales se ubican fuera de la línea de control de acceso de la autopista, pero dentro de los límites del derecho de vía.



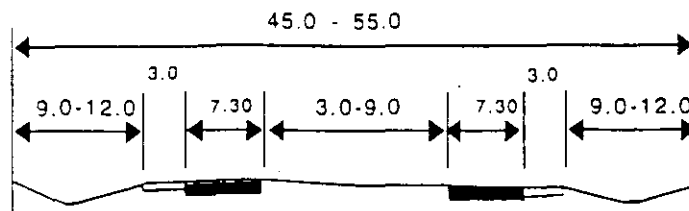
Carretera independiente con alineamiento separado.

-A-



Sección transversal típica de autopistas.

-B-



Autopista con derecho de vía restringido

-C-

Acotaciones en metros

**Figura 5-2 Ancho de la sección transversal y derecho de vía en carreteras de 4 carriles.**



El diseño geométrico de las vías laterales de las autopistas debe realizarse según lo indicado en el Título 2.02.04. La Referencia 5-3 presenta algunos ejemplos de vías laterales de autopistas.

#### **002.Q Separación entre la Autopista y sus Vías Laterales.**

En esta área deberán albergarse los acotamientos, los taludes laterales, el drenaje, las rampas de entrada y salida de la autopista y los elementos para el abatimiento del ruido en áreas sensibles.

Como se dijo anteriormente, en desarrollos importantes aledaños a la autopista, deberán proporcionarse vías laterales para la circulación del tránsito local y para captar y distribuir el tránsito que salga o entre a la autopista. Es recomendable una separación entre la autopista y la vía lateral de 25 a 50 m.

En secciones en corte, debe proporcionarse una cuneta lateral para drenaje. Tanto la forma de esta cuneta como sus taludes laterales deberán permitir el acceso seguro de vehículos fuera de control que se salgan de los carriles de circulación.

#### **CAPITULO 003 REFERENCIAS**

- 5-1. Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, Special Report No. 209*, Washington, National Academy of Sciences, National Research Council, 1985.
- 5-2. AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, Washington, AASHTO, 1977.
- 5-3. AASHTO, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, Washington, AASHTO, 1990.

N O R M A S    S . C . T .  
LIBRO 2  
P R O Y E C T O  
PARTE 2.02.06  
PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

TITULO 2.02.06  
LIBRAMIENTOS

## CAPITULO 001 INTRODUCCION

El sistema vial principal normalmente aloja grandes volúmenes de tránsito cuyos desplazamientos tienen que hacerse de manera expedita para evitar sobrecostos de operación del transporte que puedan incidir en la economía de la nación.

Cuando no se resuelve adecuadamente la integración física de la carretera con el medio urbano, se deteriora el nivel de servicio que se proporciona a los usuarios de ésta última y de los usuarios de la vialidad urbana en donde se distribuye y capta la demanda.

Entre los efectos nocivos que puede producir la penetración del tránsito interurbano en las ciudades, están los congestionamientos de calles y avenidas de las localidades por falta de capacidad, recorridos innecesarios, mezcla inadecuada de vehículos de diferentes tipos, accidentes de tránsito e impactos al medio ambiente.

Una solución que se ha venido utilizando indiscriminadamente para tratar de resolver los problemas anteriores, es la de localizar el trazo de la carretera en una zona alejada del área urbanizada, estableciendo conexiones algunas veces con caminos alimentadores que ya soportan un tránsito suburbano intenso cuya influencia se va transmitiendo con mayor o menor intensidad hacia la parte central de los núcleos urbanos y de éstos últimos hacia el libramiento.

Con el propósito de evitar los efectos negativos que se han mencionado, se recomienda realizar desde la etapa de proyecto del libramiento, estudios que permitan prever las obras y adecuaciones más convenientes de enlace con la infraestructura local, de tal manera, que el nivel de servicio que se proporcione a los usuarios de la carretera sea uniforme en todo el trayecto desde su origen hasta su destino final evitando, en lo posible, cambios bruscos en la operación. De esta manera es mayor la posibilidad de que se cumpla plenamente el objetivo de comunicación expedita y segura mencionada en un principio.

## CAPITULO 002. OBJETIVOS

Entre los objetivos generales que se persiguen con la construcción de libramientos, se pueden mencionar los siguientes:

- Preservar el nivel de servicio que se proporciona a los usuarios de la carretera a su paso por la zona de influencia de áreas urbanizadas, sin afectar mayormente la operación del tránsito y del transporte público en dichas áreas.
- Distribuir regionalmente a través del libramiento conforme a su destino, la demanda de tránsito y transporte que aporta

la vía interurbana y permitir la libre circulación del tránsito de paso.

- Localizar estratégicamente los puntos de conexión de la carretera con la vialidad principal de la zona urbana y su área de influencia.

- Identificar las obras de mejoramiento y adecuación que requiera la infraestructura vial y los servicios de transporte de los núcleos urbanos y su área de influencia para evitar los efectos negativos que pudiera provocar el tránsito interurbano.

### **CAPITULO 003 TIPOS DE LIBRAMIENTOS**

De acuerdo con los objetivos arriba señalados se pueden identificar dos tipos generales de libramientos: 1) Libramientos Regionales y 2) Libramientos Urbanos. La clasificación en que pueda caer un libramiento en particular depende de los resultados de algunos estudios que es necesario realizar previamente.

#### **003.A Libramiento Urbano**

Se localizan geográficamente en las proximidades del área urbanizada pudiendo en algunos casos integrarse o formar parte de la infraestructura vial principal de la ciudad mediante puntos de conexión en intersecciones estratégicamente seleccionadas que permitan distribuir el tránsito proveniente de la carretera hacia las diferentes vialidades y zonas de demanda dentro del núcleo urbano y su área de influencia; al mismo tiempo tienen como función captar el tránsito local que se desea incorporar a la carretera.

#### **003.B Libramiento Regional**

Son aquellos que se ubican geográficamente fuera de la influencia del tránsito urbano y cuyo propósito principal es de evitar interferencias al tránsito de largo itinerario proveniente de la carretera sin causar perturbaciones al tránsito local. En estos libramientos pueden existir caminos que conecten con la población cercana al trazo de la carretera.

### **CAPITULO 004 AMBITO REGIONAL-URBANO**

#### **004.A Generalidades**

El conocimiento de algunos rasgos del medio urbano-regional permite que la respuesta a ciertas interrogantes fundamentales que se plantean, en problemas de esta naturaleza, se haga sobre bases realistas que tomen en cuenta

las peculiaridades de la región que conecta a la carretera, a través del libramiento.

La forma de llegar de los usuarios a los distintos puntos de destino dentro del área urbana, la evolución de la demanda en términos del comportamiento de ciertas variables socioeconómicas, las adecuaciones necesarias a la infraestructura vial y a los servicios de transporte, son algunas de las cuestiones esenciales que requieren una respuesta adecuada durante el proceso de estudio del libramiento. Además, deberán contemplarse posibles esquemas de financiamiento que consideren la participación local y los mecanismos de recuperación de las inversiones.

Los aspectos más relevantes del medio urbano-regional que conviene identificar, se agrupan en tres grandes rubros: estructura físico-espacial y transporte, características socioeconómicas y aspectos administrativos.

#### **004.B Estructura Físico-Espacial**

**004.B.01 Área de Estudio.** En primer término conviene delimitar la región o área metropolitana objeto del libramiento carretero. La región está integrada generalmente por un centro principal de población y por aquellas localidades que guardan una relación significativa con este centro.

Con el fin de conocer la forma en que se van a distribuir dentro de la región los viajes interurbanos provenientes de la carretera, a través del libramiento, es necesario subdividir el territorio en zonas homogéneas considerando la densidad de población, uso del suelo, valor de la tierra, topografía y barreras o límites físicos; éstos últimos constituidos generalmente por caminos o vías urbanas principales.

**004.B.02 Vialidad y Transporte.-** Como parte de la secuela de estudio conviene llevar a cabo un inventario de las características físicas y de operación de la vialidad principal que dará servicio a los usuarios de la carretera. La configuración de la red, secciones transversales, número de carriles, condiciones de estacionamiento, condiciones del pavimento, señalamiento, etc. son elementos que permiten detectar, en combinación con las características de tránsito, aquellos tramos e intersecciones más conflictivas y por consiguiente más expuestos a un deterioro mayor debido al tránsito que aporta la carretera. Otro aspecto que conviene analizar cuidadosamente es el servicio de transporte público de pasajeros cuya operación puede verse seriamente afectada por la presencia de volúmenes de tránsito adicionales.

El análisis de los elementos mencionado servirá de base para identificar los puntos de conexión del libramiento con la vialidad principal de la zona y las rutas más convenientes

para dar acceso y salida hacia y desde los diferentes destinos.

#### **004.C. Características Socioeconómicas.**

El conocimiento de las características socioeconómicas tiene por objeto explicar el comportamiento de la demanda de tránsito en el libramiento y en el área de influencia.

Las variables socioeconómicas que condicionan la intensidad de la demanda vehicular que circulará en el libramiento y que se sumará a los volúmenes que actualmente se generan en el área urbana pueden ser, entre otras: la población económicamente activa (PEA), el ingreso per-cápita, la tenencia vehicular, etc.

#### **004.D. Aspectos Administrativos.**

Es conveniente identificar los distintos niveles de autoridad involucrados en decisiones que puedan afectar la integración de la carretera y su libramiento con la infraestructura vial principal de la región.

La coordinación de autoridades federales, estatales y municipales, desde los estudios preliminares, es esencial para que se prevean con la debida anticipación, las obras de interconexión y enlace y las adecuaciones a la vialidad y a los servicios existentes. La exploración oportuna de mecanismos idóneos para el financiamiento de las obras justifican también los esfuerzos de coordinación entre autoridades.

### **CAPITULO 005 ESTUDIOS**

#### **005.A Características de la Movilidad**

Algunas de las características de la movilidad que interesa conocer para evaluar las condiciones actuales y futuras de operación de las vías que forman parte del esquema de conexión entre la autopista y el área urbana, están la intensidad, velocidad, composición y variaciones en el tiempo del tránsito interregional y del tránsito local, las condiciones generales que guardan los servicios de transporte colectivo y de estacionamiento, el origen y destino de los conductores que arriban a la zona metropolitana y de aquellos con destino más allá de ésta, la distribución de este tránsito entre las distintas vías de acceso y finalmente la disposición por parte de los usuarios de utilizar la nueva vialidad. Esta información es de utilidad también para el análisis comparativo de las distintas opciones de integración vial.

Conviene que los datos anteriores obtenidos en puntos estratégicos reflejen el comportamiento del tránsito y

transporte en el libramiento, en la zona suburbana de transición y en las vías urbanas principales que conducen al destino final de los usuarios.

Si bien los aforos, encuestas y datos de campo son evidentemente útiles para el análisis, es indispensable que los expertos responsables del estudio y proyecto de libramientos se compenentren personalmente para tener una visión amplia del área de estudio, con el fin de que las proposiciones que se hagan estén impregnadas de un alto grado de sensibilidad.

Lo anterior solo se puede lograr mediante recorridos exhaustivos en la zona y con entrevistas a técnicos, residentes y usuarios que manifiesten sus puntos de vista sobre la problemática existente y la que podría presentarse en el futuro.

#### **005.B Pronósticos**

El propósito es determinar con la mayor certeza posible, la intensidad y características del tránsito futuro que utilizará el libramiento y sus posibles consecuencias sobre la estructura vial primaria de la región o área metropolitana en estudio.

Este tema comprende la evolución y pronóstico de las variables que explican el comportamiento de la demanda, los puntos de acceso y su distribución por zonas, implicaciones sobre la infraestructura vial primaria incluyendo el libramiento.

Los factores más relevantes que determinan, en forma directa o indirecta, el comportamiento del tránsito en este tipo de vías son: el crecimiento demográfico, las expectativas de expansión de la actividad económica, el incremento de empleos y el incremento de los vehículos registrados en la localidad. Así como las modificaciones del uso del suelo.

La evolución de las variables durante los últimos años son base para el cálculo del pronóstico. Además, las reservas territoriales, el control de uso del suelo y el cumplimiento de los planes y programas establecidos, sumarán oferta en los distintos horizontes que se contemplen, lo que se traducirá en demanda adicional por la atracción ejercida.

La distribución actual de tránsito por zonas se realiza expandiendo la muestra que se obtenga de la encuesta de origen/destino utilizando los datos de volúmenes de tránsito registrados. La correlación entre las variables socioeconómicas y los viajes con destino a cada zona, permite generar modelos matemáticos que representen el fenómeno actual de movilidad y que possibiliten, en consecuencia, el conocimiento de la distribución futura de viajes.

### 005.C Alternativas

Con el diagnóstico y pronóstico de las características socioeconómicas, de las condiciones físicas y de operación de la vialidad principal, las características de la movilidad y las condiciones de operación de las rutas principales de abastecimiento y transporte de mercancías, se procede a la identificación de las necesidades regionales de mejoramiento que formarán parte de las alternativas del libramiento, sus conexiones y canalizaciones necesarias para su adecuada operación desde diferentes puntos de vista.

El análisis se lleva a cabo identificando cada alternativa, descripción y costo de cada una; evaluación técnica, operacional y económica de cada alternativa; y finalmente comparación de ventajas y desventajas de las alternativas seleccionadas.

Dentro del análisis de alternativas juega un papel importante los estudios de impacto ambiental que son requisito indispensable en todos los proyectos de nueva infraestructura vial, modificaciones o ampliaciones de las ya existentes.

El propósito de estos estudios, como se ve en el Título 2.02.10 de estas Normas, es predecir los impactos sobre el ambiente, debido a la realización, presencia y utilización de una infraestructura vial. Considerando y previniendo también los impactos que inciden en la propia infraestructura, en su utilización y en su entorno.

### CAPITULO 006 PROYECTO GEOMETRICO

Considerando que los libramientos forman parte de las carreteras, el proyecto geométrico tendrá que hacerse siguiendo los criterios y lineamientos que se describen en diferentes partes del cuerpo de estas Normas. Como en cualquier otro caso, los elementos básicos que es necesario considerar en el proyecto son: el TDPA en el horizonte de proyecto, la velocidad de proyecto y los distintos tipos de vehículos que harán uso del libramiento.

#### 006.A Proyecto de Libramientos Urbanos

Cuando los libramientos se integran a vialidades importantes de la ciudad como el caso de autopistas urbanas que forman parte de arterias o circuitos periféricos de acceso controlado, pueden aplicarse los criterios de proyecto que se describen en estas Normas, particularmente los correspondientes a los títulos 007 "Autopistas" y 008 "Entronques y Pasos a Desnivel". Como resultado de las restricciones que normalmente surgen con la presencia del tránsito local en el libramiento, hay que estudiar la conveniencia de aceptar velocidades de proyecto ligeramente



abajo de las establecidas en camino abierto, siempre y cuando no se afecte sustancialmente el tiempo de viaje de los usuarios de la carretera.

Considerando el ámbito urbano en que se desarrolla el libramiento deberán cuidarse en el proyecto, los posibles efectos nocivos que pudiera provocar el tránsito en el entorno. Además deberán contemplarse en el proyecto vías peatonales que crucen el libramiento en puntos estratégicos a lo largo de su desarrollo.

Cuando el libramiento se integre a vialidades locales sin control de accesos, son aplicables los criterios de proyecto correspondientes a camino abierto; es necesario sin embargo considerar la solución de aquellas intersecciones a nivel controladas con semáforos o con señalamiento prestando especial atención al proyecto de vías peatonales a lo largo del libramiento con el fin de garantizar la seguridad de los peatones que tienen que cruzar la vía.

#### **006.B Proyecto de Libramientos Regionales**

El proyecto de libramientos regionales puede desarrollarse siguiendo los criterios de proyecto establecidos en el cuerpo de estas Normas, correspondientes a camino abierto. Cuando sean de acceso controlado son aplicables los lineamientos establecidos en el Título 007 "Autopistas" y 008 "Entronques y Pasos a Desnivel". La velocidad de proyecto seleccionada para el libramiento, junto con el TDPA en el horizonte de proyecto son los elementos que permitirán determinar las características geométricas del alineamiento horizontal y vertical así como de la sección transversal.

## CAPITULO 007 REFERENCIAS

- 7.1 Domínguez Pommerencke Luis, González Jiménez Hugo. *Integración de la Infraestructura Carretera con el Medio Urbano*. Instituto Mexicano del Transporte, SCT; Publicación Técnica Núm. 41, Querétaro 1993.
- 7.2 Instituto Mexicano del Transporte. *Estudio de Integración de la Nueva Autopista México-Acapulco con el Sistema Vial Principal de la Ciudad de Acapulco*; Querétaro 1991.
- 7.3 Instituto Mexicano del Transporte. *Estudio del Sistema de Transporte de la Región de Querétaro*; Publicación Técnica Núm. 27, Querétaro 1991.
- 7.4 *Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras*. Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), México 1971.

N O R M A S    S . C . T .  
LIBRO 2  
P R O Y E C T O  
PARTE 2.02.02  
PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

TITULO 2.02.07

**INTERSECCIONES A NIVEL**

## CAPITULO 001 INTRODUCCION

Una intersección se define como el área donde dos o más caminos se juntan o cruzan, incluyendo las secciones transversales y las instalaciones adicionales que se proporcionan para los movimientos vehiculares dentro de la intersección.

La intersección más común de dos caminos que se cruzan posee cuatro ramas.

Las intersecciones son componentes importantes de los caminos ya que de su diseño dependen, en buena medida, la eficiencia, seguridad, velocidad, capacidad del camino y los costos de operación de los vehículos que lo transitan.

Existen tres tipos generales de intersecciones: a nivel, a desnivel sin rampas y entronques. En este Título se trata lo referente a las intersecciones a nivel y sus elementos accesorios.

## CAPITULO 002 CONSIDERACIONES GENERALES DE PROYECTO Y OBJETIVOS

El principal objetivo del diseño de las intersecciones consiste en reducir la severidad de los conflictos potenciales entre automóviles, autobuses, camiones de carga, bicicletas, peatones y las instalaciones mismas, así como favorecer la conveniencia, seguridad y confort de las personas que circulen por ella.

Existen cuatro elementos básicos que deben tomarse en cuenta en el diseño de una intersección a nivel: (1) factores humanos (hábitos de manejo, habilidad para tomar decisiones, tiempos de percepción y reacción, hábitos de los peatones, etc), (2) consideraciones referentes al tránsito (capacidad real y de diseño, movimientos direccionales durante la hora de diseño, dimensiones y características operativas de los vehículos, diversidad de movimientos, velocidad de los vehículos, características del transporte público, experiencia de accidentes, etc), (3) elementos físicos (características y uso de la propiedad adyacente, alineamiento vertical en la intersección, distancia de visibilidad, ángulo de la intersección, área de conflicto, características geométricas, dispositivos para el control del tránsito, aspectos de seguridad, tránsito de bicicletas, etc) y (4) factores económicos (costo de las mejoras, consumo de energía, etc).

## CAPITULO 003 TIPOS Y EJEMPLOS DE INTERSECCIONES A NIVEL

### 003.A Consideraciones Generales

Los tipos básicos de intersecciones a nivel son: la intersección en T (con accesos en diversos ángulos), la intersección de cuatro ramas y las intersecciones de ramas múltiples. En cada caso particular, el tipo se define principalmente por el número de ramas que se cruzan, la topografía, el patrón de tránsito y el tipo deseado de operación.

Una intersección puede variar significativamente en alcance, forma y grado de canalización. A pesar de que muchos de los tipos antes mencionados corresponden fundamentalmente a intersecciones de áreas urbanas, los mismos principios de proyecto son aplicables a intersecciones en áreas rurales.

En este Título se presentan una serie de consideraciones relativas al diseño de intersecciones simples. La Referencia 7-1 presenta lo concerniente a otros tipos de intersecciones más complejas.

### **003.B Intersecciones de Tres Ramas**

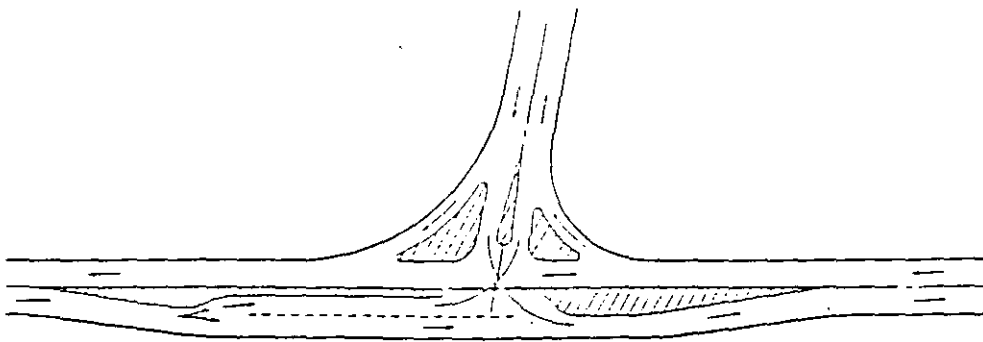
**003.B.01 Tipos Básicos** Las Figuras 7-1, 7.2, 7-3 y 7-4 presentan las formas básicas de estas intersecciones.

La más común es la mostrada en la Figura 7-3.A. Este tipo de intersección no-canalizada es adecuada para el entronque de caminos locales de poca importancia o generalmente para el entronque de caminos locales con carreteras de mayor importancia. El ángulo de intersección varía entre  $60^{\circ}$  y  $120^{\circ}$ . En áreas rurales este tipo es comúnmente utilizado en carreteras de dos carriles que llevan poco tránsito.

En casos donde las velocidades son altas y el número de movimientos direccionales también son considerables, deben colocarse áreas adicionales de pavimento o ampliaciones como las mostradas en las Figuras 7-3 y 7-4, con el fin de reducir la peligrosidad potencial e incrementar la capacidad para realizar maniobras.

El uso de carriles auxiliares incrementa la capacidad y reduce el peligro ocasionado por los vehículos que dan vuelta. Las vueltas a la izquierda desde los carriles de la carretera principal son particularmente peligrosas ya que los vehículos deben reducir su velocidad y hasta detenerse antes de completar la vuelta. Las intersecciones con carriles auxiliares permiten a los vehículos que siguen a aquellos que van a dar vuelta a la izquierda, realizar maniobras para esquivarlos. A las intersecciones existentes pueden agregarse carriles auxiliares con relativamente poca dificultad, obteniéndose los tipos mostrados en las Figuras 7-3 y 7-4.

La Figura 7-3.B muestra un carril adicional, a un lado del camino principal adyacente al camino secundario, que actúa



CON ISLETA SEPARADORA Y ENLACES

Figura 7-1 Intersecciones tipo " T " con alto grado de canalización

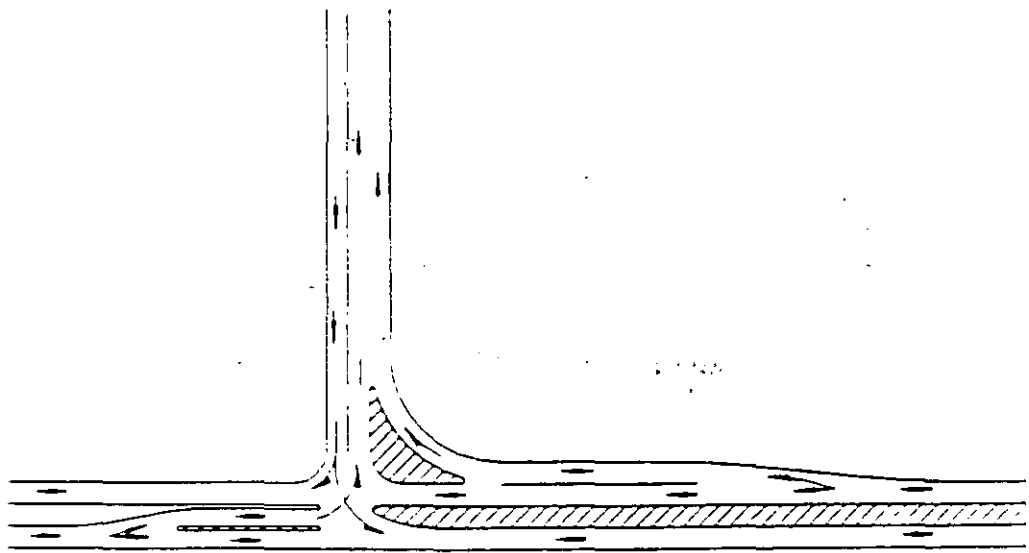
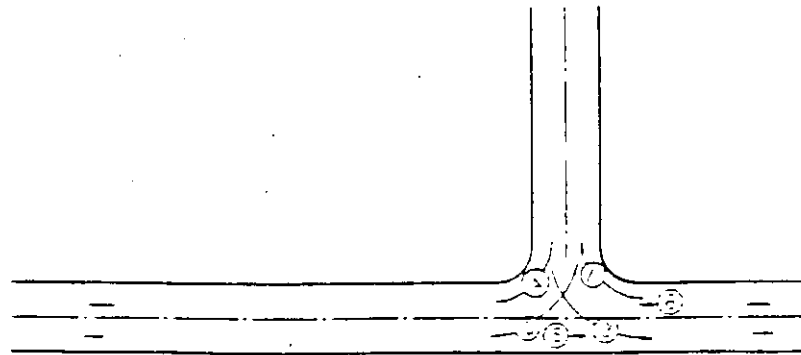
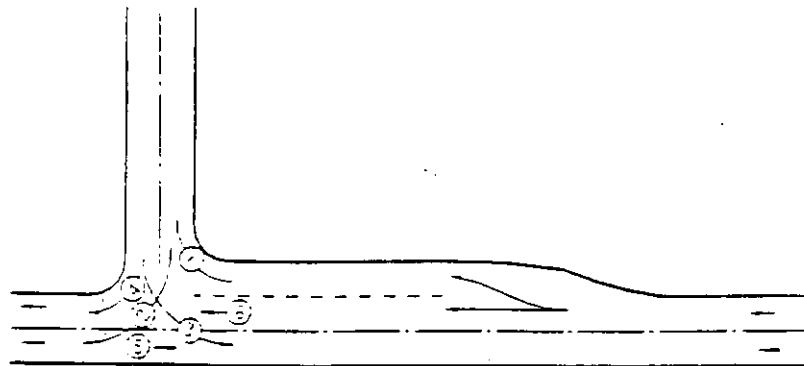


Figura 7-2 Intersección " T " de tres ramas canalizada



INTERSECCION " T " SIMPLE

-A-



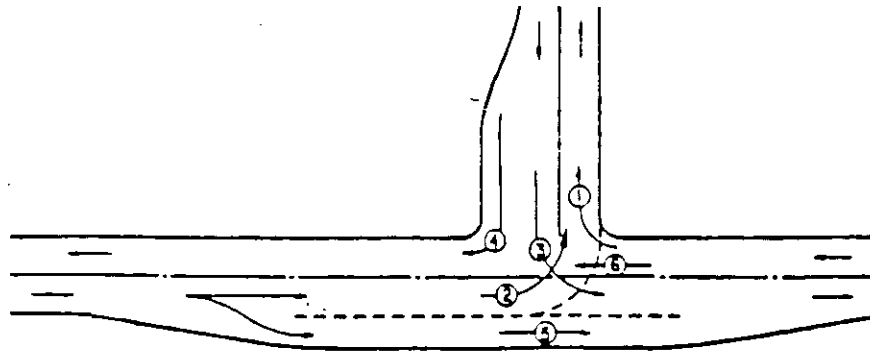
INTERSECCION " T "

( Con carril de vuelta a la derecha )

-B-

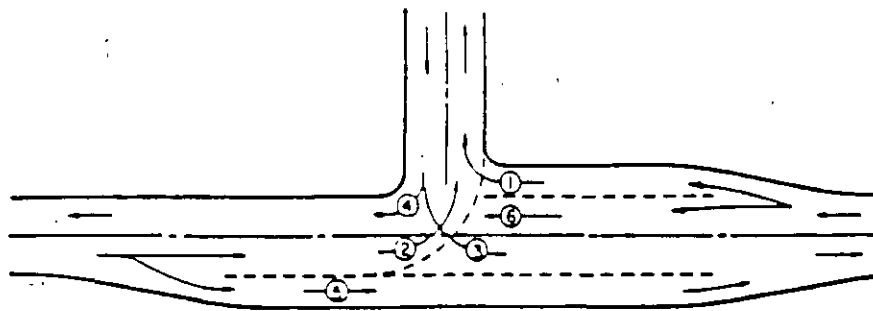
Figura 7-3 Intersección " T "





INTERSECCION "T" ( CON CARRIL PARA REBASE DEL LADO DERECHO )

- A -



INTRESECCION "T" ( CON CARRIL PARA REBASE Y CARRIL PARA VUELTAS A LA DERECHA )

- B -

Figura 7-4 Intersecciones "T"

como un carril de cambio de velocidad para las salidas a la derecha.

La Figura 7-4.A presenta un carril adicional en el lado del camino principal opuesto al camino que se entronca, comúnmente conocido como "carril de vuelta izquierda" o "carril de rebase por el lado derecho".

Otro arreglo de sección ampliada se muestra en la Figura 7-4.B. Esta se logra añadiendo carriles adicionales en cada lado de la carretera principal que se aproxima a la intersección. Este arreglo puede ser apropiado donde la capacidad de la carretera principal se vea fuertemente afectada por el volumen vehicular y donde pudieran requerirse dispositivos de control del tránsito, por la presencia de áreas en desarrollo. En tales condiciones es conveniente que, la carretera principal se convierta de preferencia en una sección dividida como se muestra en la Figura 7-1.

### 003.C Intersecciones Canalizadas de Tres Ramas

Las Figuras 7-5 y 7-6 presentan intersecciones canalizadas de tres ramas.

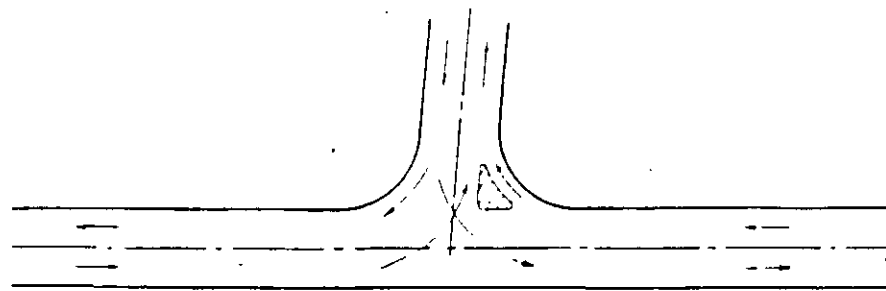
La Figura 7-5.A muestra una intersección con un carril para dar vuelta a la derecha a partir de la carretera principal. Este carril está separado de los carriles normales de circulación mediante una isleta.

La Figura 7-5.B muestra una intersección con un par de cuerpos para dar vuelta a la derecha. Esta es aplicable en aquellos casos en que se desee proporcionar, para estos movimientos, velocidades y radios de curvatura por encima de los valores mínimos.

La Figura 7-6.A muestra una intersección canalizada mediante una isleta separadora instalada sobre la carretera que se entronca. El final de la isleta debe quedar a una distancia de 2.40 m a 3.60 m del borde del pavimento de la carretera principal, con el fin de proporcionar espacio suficiente para acomodar la trayectoria de los vehículos que den vuelta a la izquierda.

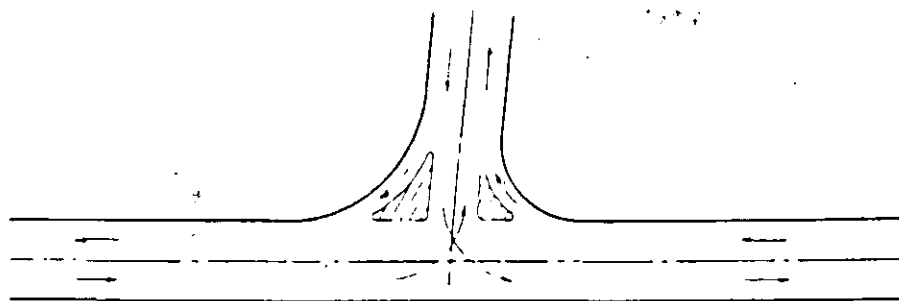
La Figura 7-6.B muestra una intersección con una isleta separadora y dos cuerpos para dar vuelta a la derecha. Este esquema es adecuado para carreteras importantes de dos carriles con volúmenes vehiculares entre intermedios y altos (volumen sobre la carretera principal durante la hora pico mayor a 500 vehículos, con movimientos de vuelta substanciales).

La Figura 7-2 es una intersección rural de tres ramas. En este esquema, la carretera principal de dos carriles ha sido



CON ENLACE SENCILLO PARA VUELTAS

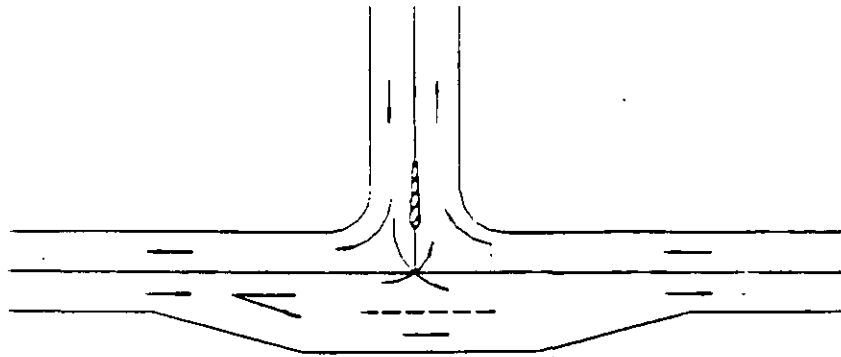
-A-



CON DOS ENLACES PARA VUELTAS

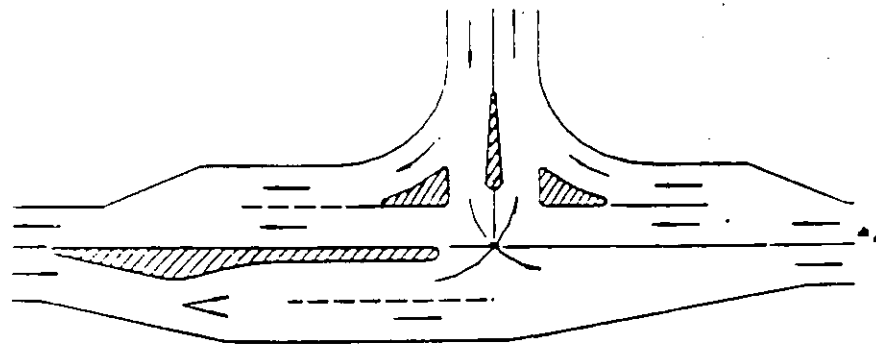
-B-

Figura 7-5 Intersecciones "T" canalizadas



CON ISLETA SEPARADORA Y CARRIL  
PARA REBASE DEL LADO DERECHO

- A -



CON ISLETAS SEPARADORAS Y ENLACES  
PARA VUELTAS

- B -

Figura 7-6 Intersecciones "T" canalizadas

convertida en una carretera dividida en las inmediaciones de la intersección.

### 003.D Intersecciones de Cuatro Ramas

003.D.01 Tipos Básicos.- Las Figuras 7-7 a 7-11 muestran algunos tipos básicos de intersecciones de cuatro ramas. Los principios referentes al diseño, arreglo de isletas, uso de carriles auxiliares y muchas de las sugerencias presentadas anteriormente para las intersecciones tipo T también son aplicables a estas intersecciones.

La Figura 7-7.A ilustra la forma más simple de intersección no-canalizada de cuatro ramas, adecuada para el cruce entre carreteras locales de poca importancia y frecuentemente para el cruce de carreteras locales con carreteras importantes. El ángulo de intersección oscila entre  $60^{\circ}$  y  $120^{\circ}$  aproximadamente y el volumen de tránsito que da vuelta es bajo.

La Figura 7-7.B ilustra una intersección ampliada, con capacidad adicional para alojar algunos movimientos de frente y de vuelta. El carril auxiliar a cada lado de la carretera principal que se aproxima a la intersección permite que los vehículos que circulan de frente por la carretera principal, rebasen a los vehículos lentos y esquiven a aquellos que se detienen para dar vuelta.

La Figura 7-7.C muestra una intersección ampliada, con un área de marcas en el pavimento sobre la carretera principal que divide al tránsito de ambos sentidos.

### 003.E Intersecciones Canalizadas de Cuatro Ramas

Las Figuras 7-8 y 7-9 muestran el arreglo usual de estas intersecciones, con canalizaciones simples. En intersecciones importantes, deben proporcionarse cuerpos que permitan alojar las vueltas a la derecha, como se ilustra en la Figura 7-8.A, o movimientos de vuelta importantes para acomodar vehículos muy grandes y en los cuadrantes de intersecciones de poca importancia en las que el ángulo de vuelta sea mucho mayor de  $90^{\circ}$ .

La Figura 7-8.B muestra una intersección en ángulo oblicuo, con un ángulo de esviajamiento de  $45^{\circ}$  ó más; en cada cuadrante con ángulo agudo existe un cuerpo separado para dar vuelta.

La Figura 7-9.A ilustra un cruce con cuerpos separados para dar vuelta a la derecha en cada uno de los cuatro cuadrantes. Este esquema es adecuado en lugares donde existe espacio disponible y los movimientos de vuelta son importantes, particularmente en áreas suburbanas en que existen flujos peatonales.

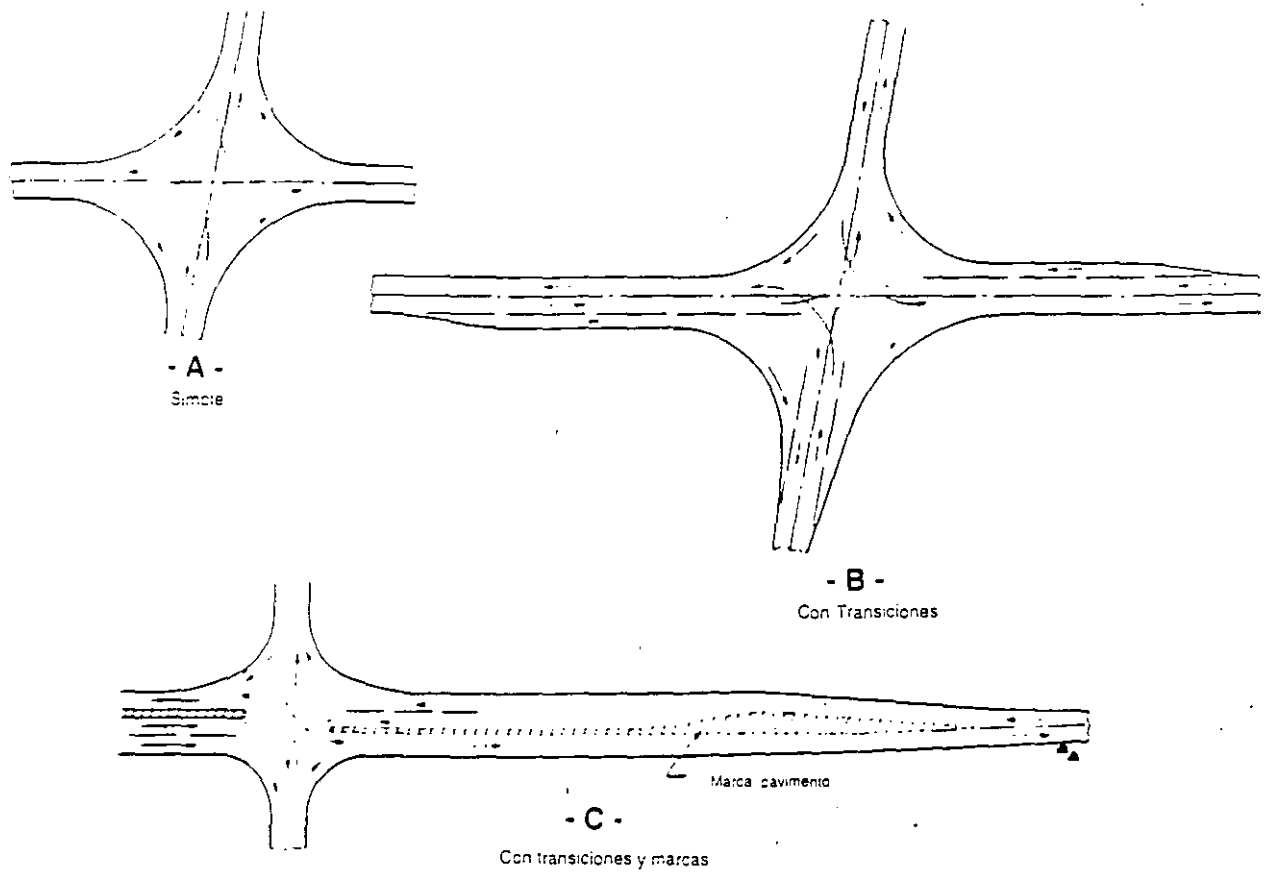


Figura 7-7 Intersecciones simples de cuatro ramas con transiciones sin canalizar.

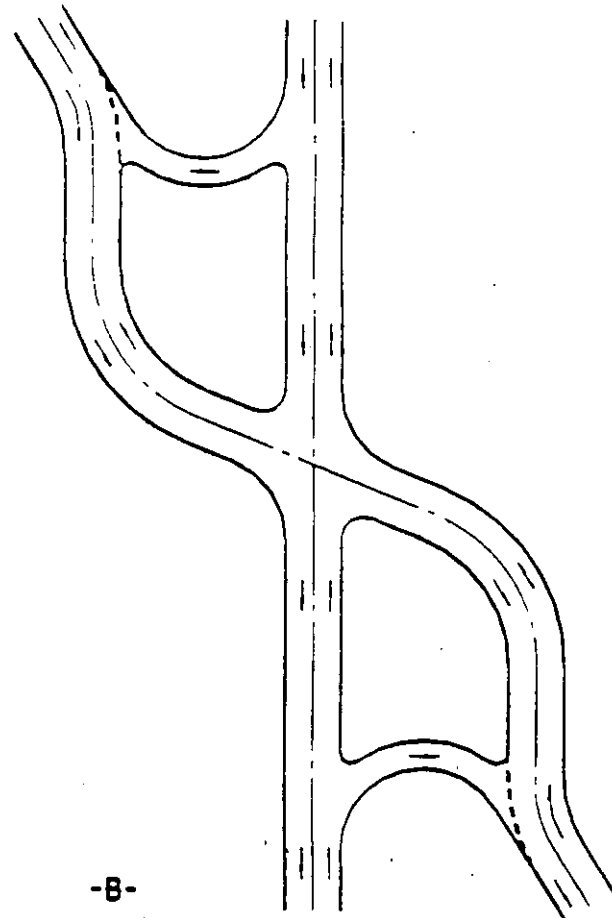
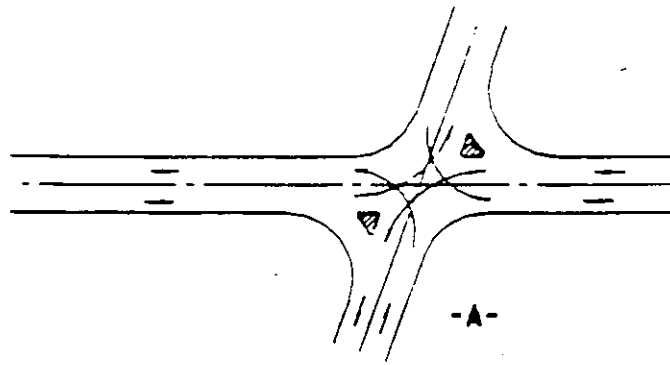


Figura 7-8 Intersecciones de cuatro ramas, canalizadas

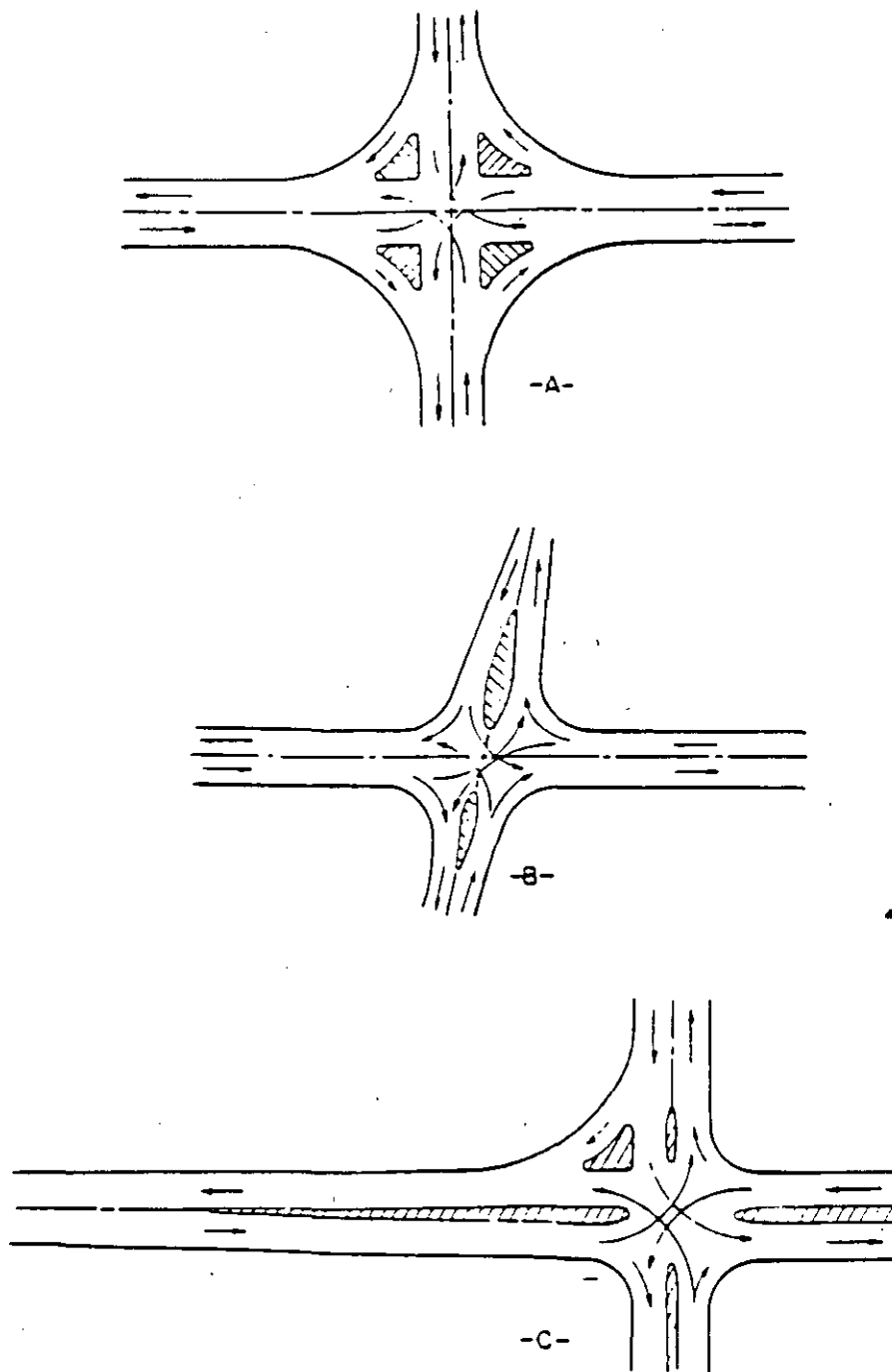


Figura 7-9 Intersecciones "T" de cuatro ramas canalizadas



La Figura 7-9.B ilustra una intersección con isletas separadoras sobre la carretera de menor importancia. Este esquema es conveniente para un amplio rango de volúmenes de tránsito. Su capacidad está definida por los anchos de pavimento proporcionados en la intersección. Su simplicidad la hace preferible en muchos casos, al esquema en la Figura 7-9.C.

La Figura 7-9.C es un esquema apropiado para intersecciones importantes de caminos de dos carriles operando cerca de la capacidad o que transportan volúmenes moderados de tránsito a altas velocidades. Los accesos de dos carriles sobre la carretera principal son convertidos en secciones de cuatro carriles con isleta separadora.

La Figura 7-10.A muestra una intersección en la que los movimientos de vuelta en el cuadrante derecho de abajo son significativos, se proporciona, para estos movimientos, un carril especial central para dar vuelta a la izquierda y un cuerpo para dar vuelta a la derecha.

La Figura 7-10.B ilustra el diseño para una carretera dividida de alta velocidad que cruza una carretera transversal importante.

La Figura 7-11.A muestra un diseño con doble carril central para dar vuelta a la izquierda.

La Figura 7-11.B es un diseño para volúmenes de tránsito de frente excepcionalmente grandes y altos volúmenes de vuelta en un cuadrante. Antes de utilizar este esquema, deben analizarse cuidadosamente sus características operativas, ya que este diseño crea dos intersecciones adicionales.

### **003.F Intersecciones de Ramas Múltiples**

Las intersecciones de ramas múltiples son intersecciones con cinco o más ramas. Deben evitarse siempre que sea posible. En los casos en que los volúmenes sean ligeros y se requiera hacer alto total como control de tránsito, puede ser satisfactorio que todas las ramas concurren a una sola área común pavimentada. En intersecciones más importantes puede ser conveniente mejorar la seguridad y eficiencia de la intersección, reubicando o realineando algunos movimientos conflictivos fuera de la intersección como se muestra en la Figura 7-12.

La Figura 7-12.A muestra la aplicación más sencilla del principio anterior en una intersección de cinco ramas. El rama diagonal se reubica para juntarse con el acceso superior de la carretera transversal a distancia suficiente de la intersección de tal forma que se generan dos intersecciones diferentes de operación sencilla.

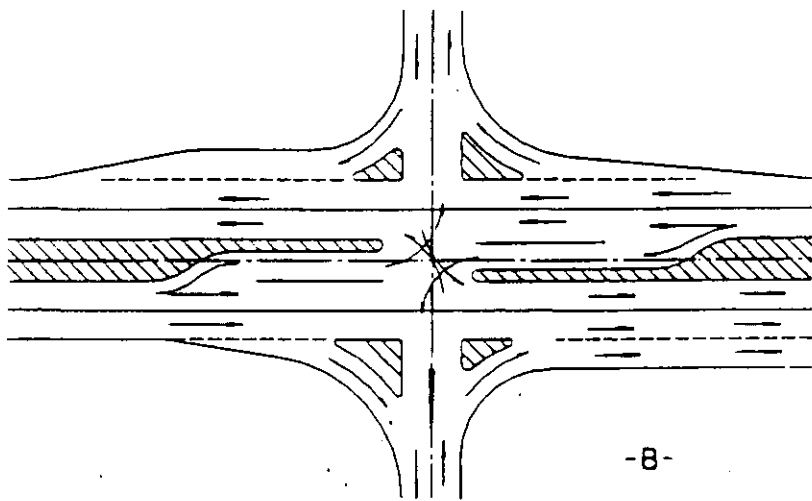
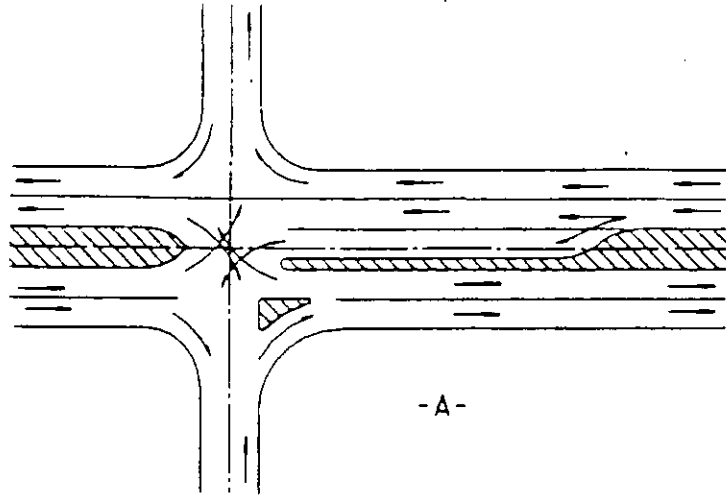


Figura 7-10 Entronques de cuatro ramas con alto grado de canalización

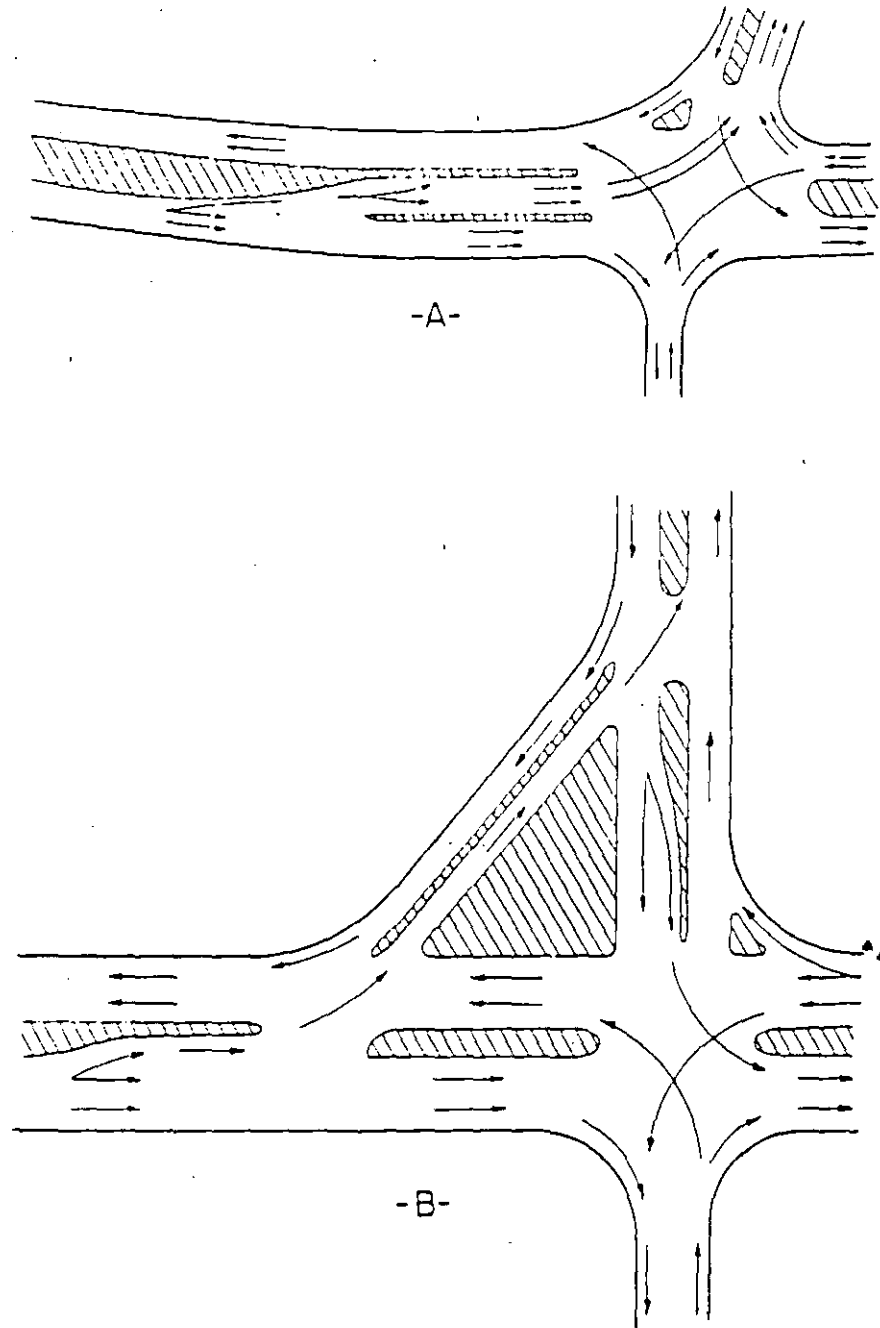


Figura 7-11 Intersecciones de cuatro ramas con alto grado de canalización.

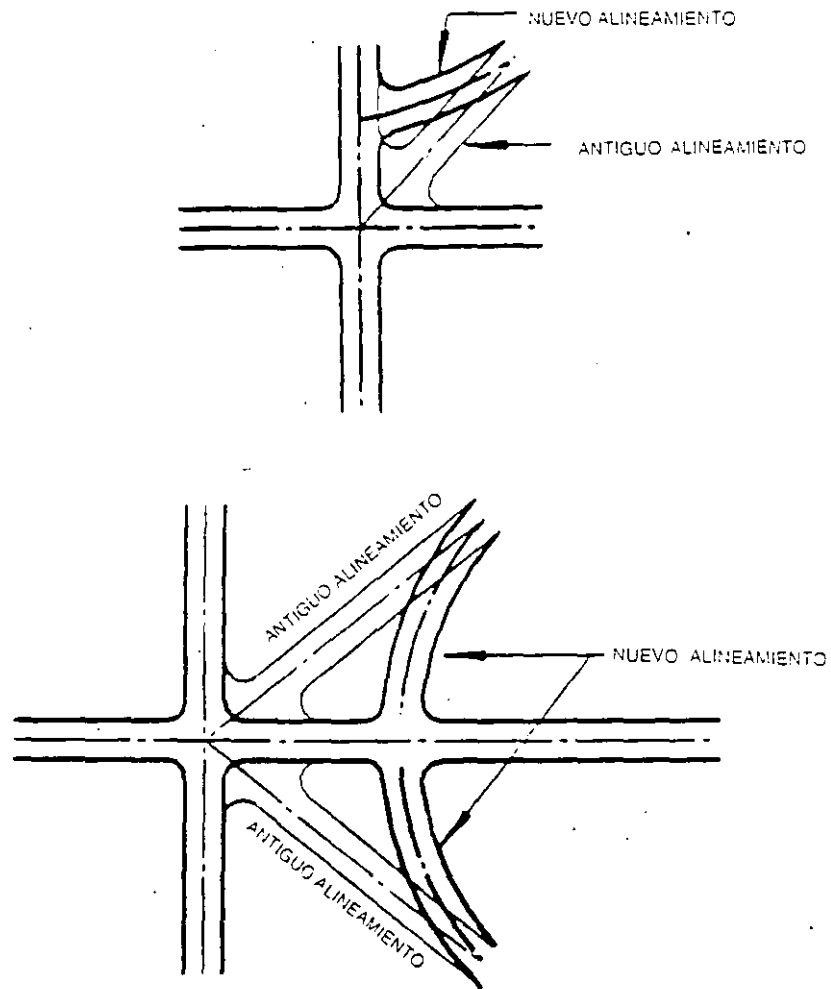


Figura 7-12 Realineación de intersecciones de ramas múltiples

La Figura 7-12.B ilustra una intersección de 6 ramas, dos de los cuales se reubican en cuadrantes adyacentes para formar un cruce sencillo a algunos cientos de metros a la derecha de la intersección principal, convirtiéndose en un cruce de 4 ramas.

#### **CAPITULO 004 ANALISIS DE CAPACIDAD**

El análisis de capacidad es uno de los aspectos fundamentales que deben considerarse en el diseño de intersecciones a nivel. La Referencia 7-2 cubre con bastante detalle el análisis de capacidad de intersecciones a nivel, incluyendo procedimientos para realizar cálculos de capacidad. En intersecciones a nivel puede obtenerse una capacidad óptima cuando se incluyen carriles auxiliares, el uso adecuado de canalizaciones y dispositivos de control del tránsito.

#### **CAPITULO 005 ALINEAMIENTO Y PERFIL**

##### **005.A Consideraciones Generales**

Las intersecciones son puntos de conflicto entre vehículos, peatones e instalaciones y por lo tanto son sitios de peligro potencial. Las condiciones del terreno establecen generalmente limitaciones definitivas de alineamiento y pendiente en intersecciones a nivel. Sin embargo, frecuentemente es posible modificar el alineamiento y las pendientes, mejorando las condiciones del tránsito y reduciendo los peligros particularmente en intersecciones rurales.

##### **005.B Alineamiento**

Independientemente del tipo de intersección, por razones de seguridad y economía, las carreteras que se cruzan deben, en lo posible coincidir en la intersección, en ángulo recto. En intersecciones donde las carreteras inciden en ángulo agudo requieren de un área muy grande para realizar las operaciones de vuelta y tienden a limitar la visibilidad, particularmente de los conductores de camiones de carga. Cuando los camiones dan vuelta en una intersección en ángulo obtuso, el conductor tiene áreas sin visibilidad a la derecha del vehículo. Intersecciones donde los caminos inciden en ángulo agudo incrementan el tiempo de exposición de los vehículos que cruzan el flujo de tránsito principal y puede incrementar la ocurrencia potencial de accidentes. La práctica de realinear los caminos que se cruzan en ángulos agudos, como se muestra en la Figura 7-13 (A y B), ha tenido un resultado satisfactorio.

Otro método de realinear una intersección de caminos en ángulo agudo es hacer una intersección escalonada, como se muestra en la Figura 7-13 (C y D). Sólo se introduce una curva sencilla en cada rama del cruce, pero los vehículos que

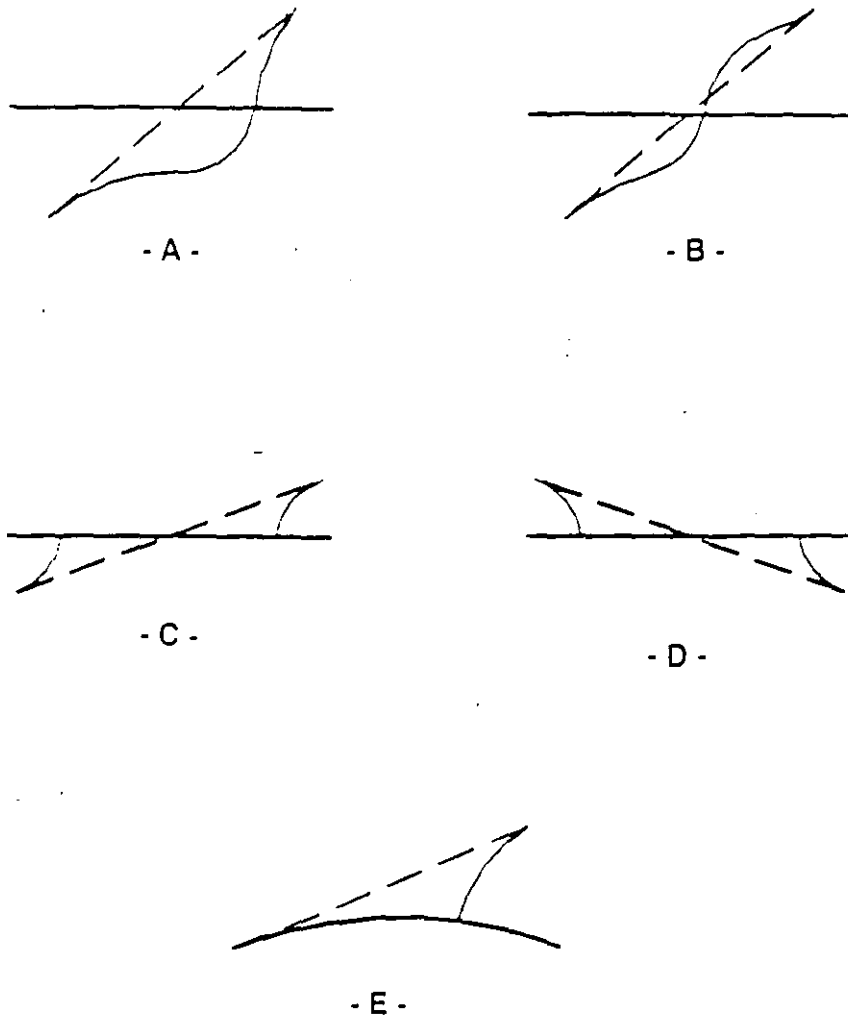


Figura 7-13 Variaciones del realineamiento en intersecciones

cruzan (provenientes de la carretera de menor importancia) deben tomar la carretera principal y posteriormente re-entrar a la carretera de menor importancia. (Los términos "carretera principal" y "de menor importancia" son usados aquí para indicar la importancia relativa de los caminos en la intersección y no el carácter funcional de los mismos).

El realineamiento del camino de menor importancia en el caso mostrado en la Figura 7-13.C es pobre ya que los vehículos que cruzan la carretera principal provenientes de la carretera de menor importancia, deben entrar a ésta mediante una vuelta a la izquierda a través del flujo vehicular de frente que circula por la carretera principal.

En el alineamiento del camino de menor importancia que se muestra en la Figura 7-13.D, la continuidad del acceso es buena debido a que el vehículo que cruza debe primero dar vuelta a la izquierda para ingresar al camino de mayor importancia y posteriormente dar vuelta a la derecha para retomar el camino de menor importancia, interfiriendo poco con el tránsito que circula de frente por la carretera principal.

A pesar de que los cruces en ángulo recto son deseables, es posible admitir alguna desviación en ciertos casos. Es conveniente que la anchura del camino en las curvas de aproximación a los cruces sea consistente con los valores presentados en la Tabla 7-1.

En casos donde el camino principal se encuentre en curva y el camino de menor importancia constituya la extensión de una tangente, resulta conveniente realinear el camino de menor importancia como se muestra en la Figura 7-13.E, para guiar el tránsito hacia la carretera principal y mejorar la visibilidad en el punto de intersección. ♦♦

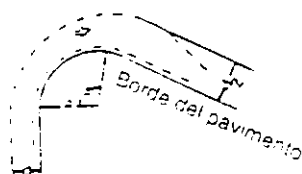
#### 005.C Perfil

Las combinaciones de pendientes que hagan difícil el control del vehículo deben ser evitadas en las intersecciones. Los cambios substanciales de pendiente deben evitarse, sin embargo, esto no es siempre factible. Deben proporcionarse las distancias de visibilidad adecuadas a lo largo de los caminos, en el cruce y en las esquinas.

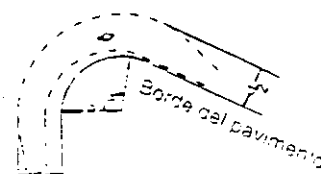
La combinación de curvaturas horizontal y vertical, deben proporcionar la distancia de visibilidad adecuada. Una curva en cresta seguida por una curva horizontal cerrada es una combinación indeseable en el área de la intersección.

Deflexión	Vehículo de Proyecto	d2 (m) para los Casos A y B, donde:									
		R = 4.5		R = 6.0		R = 7.5		R = 9.0		R = 12.0	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
30°	DE-610	4.3	4.0	4.3	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
	DE-762	6.7	5.2	5.8	5.2	5.8	5.2	5.8	5.2	5.5	5.2
	DE-1220	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3
	DE-1525	6.1	5.2	6.1	5.2	6.1	5.2	5.8	4.9	5.5	4.9
60°	DE-610	5.8	4.9	5.8	4.9	5.2	4.6	4.9	4.6	4.3	4.3
	DE-762	8.5	6.4	7.9	6.1	7.3	6.1	7.0	5.8	6.7	5.5
	DE-1220	7.3	5.8	6.7	5.8	6.4	5.8	5.8	5.5	5.2	4.9
	DE-1525	9.4	6.7	8.2	6.1	8.5	6.1	7.6	5.8	6.7	5.5
90°	DE-610	7.9	6.1	7.0	5.5	5.8	4.9	5.2	4.6	4.0	4.0
	DE-762	11.6	7.0	10.1	6.7	9.1	6.7	7.6	6.4	6.7	5.5
	DE-1220	9.4	6.7	8.2	6.4	7.0	6.4	5.8	5.5	5.2	4.9
	DE-1525	12.8	6.7	11.3	7.3	9.8	6.7	8.8	6.4	6.7	5.5
120°	DE-610	10.4	6.7	8.2	5.8	6.4	5.5	5.2	4.9	4.0	4.0
	DE-762	14.0	8.5	12.2	7.6	9.8	7.0	7.9	5.8	5.8	5.5
	DE-1220	11.3	7.0	8.8	6.7	7.3	6.7	5.8	5.5	5.2	4.9
	DE-1525	15.2	8.8	13.1	8.5	11.0	8.2	9.1	7.9	6.7	5.5
150°	DE-610	12.2	7.6	9.8	6.4	6.7	5.8	5.2	4.9	3.7	3.7
	DE-762	14.6	8.5	12.2	7.6	9.8	7.0	6.7	5.5	5.2	5.2
	DE-1220	11.9	7.3	8.8	6.7	7.0	6.7	5.8	5.5	5.2	4.9
	DE-1525	16.2	9.4	14.0	8.5	11.0	8.2	8.5	7.9	6.7	5.5

Nota: El vehículo de proyecto DE-335 gira en 3.60 metros de ancho, con R = 4.6 m ó más. Sin estacionamiento sobre ambas calles.



**CASO A**  
 EL VEHICULO DA VUELTA  
 DESDE EL CARRIL APROPIADO  
 Y GIRA CON AMPLITUD SOBRE  
 LA CALLE TRANSVERSAL  
 $d1 = 3.65 \text{ m}$      $d2$  es variable



**CASO B**  
 EL VEHICULO QUE DA VUELTA  
 GIRA CON AMPLITUD SOBRE  
 AMBAS CALLES  
 $d1 = d2$  ambos variables

Tabla 7-1

Anchura requerida en el camino para dar vuelta en intersecciones de diferente deflexión y radio de curvatura.



## CAPITULO 006 CURVAS EN INTERSECCIONES

### 006.A Anchuras para las Vueltas en Intersecciones

Las anchuras del pavimento y del camino para las vueltas en intersecciones son gobernados por los volúmenes de tránsito que dan vuelta y los tipos de vehículos que deben acomodarse. Estas anchuras pueden diseñarse para la operación en uno o dos sentidos, dependiendo del esquema geométrico de la intersección.

### 006.B Distancia Libre Exterior al Borde del Pavimento

**006.B.01 Diseños Mínimos para Curvas Cerradas.**-En casos donde sea necesario diseñar para que los vehículos den vuelta dentro de un mínimo espacio, como en las intersecciones sin canalizar, son aplicables las trayectorias mínimas para los vehículos de proyecto.

Las Tablas 7-2 y 7-3 resumen los diseños mínimos de ampliación del borde interior del pavimento en curva para algunos vehículos de proyecto.

A continuación se presentan los siguientes vehículos de proyecto: automóviles y camionetas DE-335 (Ap), camión de carga o autobús unitario DE-610 (B2, B3, C2, C3), combinaciones medianas de tractor y semirremolque DE-1220 (T2-S2), combinación más larga de tractor-semirremolque DE-1525 (T3-S2 y T3-S3).

En el diseño de la ampliación del borde del pavimento para la trayectoria mínima de un vehículo de proyecto dado, se asume que el vehículo está colocado adecuadamente dentro del carril de tránsito al inicio y final de la vuelta, por ejemplo, a 60 cm del borde del pavimento en las tangentes de acceso y salida de la curva en la intersección. Las Figuras 7-14 a 7-18 ilustran curvas de diseño para la ampliación del borde del pavimento en curva, considerando el supuesto anterior. Estas curvas se ajustan a la trayectoria de la rueda trasera interna de los diferentes vehículos de proyecto, dejando un espacio libre a dicha trayectoria de 60 cm ó más en la mayor parte de la curva y en ningún punto de menos de 23 cm.

**006.B.02 Automóviles y Camionetas DE-335 (Ap)** .- La Figura 7-14 ilustra tres diseños mínimos del borde interno del pavimento para una vuelta de  $90^{\circ}$  a la derecha del vehículo DE-335. El radio de 7.60 m del borde interior del pavimento (línea sólida en la Figura 7-14.A) genera el arco sencillo más cerrado que permite librar la trayectoria de la rueda trasera interna con 23 cm al final del arco. La Figura 7-14.A muestra con línea interrumpida una curva sencilla de 9 m de radio, la cual proporciona mejores propiedades para acomodar la trayectoria de la rueda trasera interna del vehículo.

Angulo de Giro (grados)	Vehículo de Proyecto	Radio de Curva Sencilla	Radios de Giro en Curvas Sencillas con Ampliación		
			Radios (m)	Desplazamiento (m)	Ensanche
30°	DE-335	18.3	—	—	—
	DE-610	30.5	—	—	—
	DE-1220	45.7	—	—	—
	DE-1525	61.0	—	—	—
45°	DE-335	15.2	—	—	—
	DE-610	22.9	—	—	—
	DE-1220	36.6	—	—	—
	DE-1525	—	36.6	0.6	15:1
60°	DE-335	12.2	—	—	—
	DE-610	18.3	—	—	—
	DE-1220	27.4	—	—	—
	DE-1525	—	29.0	0.9	15:1
75°	DE-335	10.7	7.6	0.6	10:1
	DE-610	10.7	13.7	0.6	10:1
	DE-1220	—	18.3	0.6	15:1
	DE-1525	—	19.8	0.9	15:1
90°	DE-335	9.1	6.1	0.8	10:1
	DE-610	15.2	12.2	0.6	10:1
	DE-1220	—	13.7	1.2	10:1
	DE-1525	—	18.3	1.2	15:1

**Tabla 7-2 Diseños mínimos de ampliación del borde del pavimento para dar vuelta en intersecciones.**

Angulo de Giro (grados)	Vehículo de Proyecto	Radio de Curva Sencilla	Radios de Giro en Curvas Sencillas con Ampliación		
			Radios (m)	Desplazamiento (m)	Ensanche
105°	DE-335	—	6.1	0.8	8:1
	DE-610	—	10.7	0.9	10:1
	DE-1220	—	12.2	1.2	10:1
	DE-1525	—	16.3	1.2	15:1
120°	DE-335	—	6.1	0.6	10:1
	DE-610	—	9.1	0.9	10:1
	DE-1220	—	10.7	1.5	8:1
	DE-1525	—	13.7	1.2	15:1
135°	DE-335	—	6.1	0.5	15:1
	DE-610	—	9.1	1.2	8:1
	DE-1220	—	9.1	2.4	6:1
	DE-1525	—	12.2	1.8	10:1
150°	DE-335	—	5.5	0.6	10:1
	DE-610	—	9.1	1.2	8:1
	DE-1220	—	9.1	1.8	8:1
	DE-1525	—	10.7	2.1	6:1
180°	DE-335	—	4.6	0.2	20:1
	DE-610	—	9.1	0.5	10:1
	DE-1220	—	6.1	2.9	5:1
	DE-1525	—	7.6	2.9	5:1

Tabla 7-2 Continuación.

Deflexión (grados)	Vehículo de Proyecto	Curva Compuesta 3-Radios Simétrica		Curva Compuesta 3-Radios Asimétrica	
		Radio de Curvatura (m)	Desplazamiento (m)	Radio de Curvatura (m)	Desplazamiento (m)
30°	DE-335	—	—	—	—
	DE-610	—	—	—	—
	DE-1220	—	—	—	—
	DE-1525	—	—	—	—
45°	DE-335	—	—	—	—
	DE-610	—	—	—	—
	DE-1220	—	—	—	—
	DE-1525	61-30-61	0.9	—	—
60°	DE-335	—	—	—	—
	DE-610	—	—	—	—
	DE-1220	—	—	—	—
	DE-1525	61-23-61	1.7	61-23-84	0.6-1.8
75°	DE-335	30-23-61	0.6	—	—
	DE-610	37-14-37	0.6	—	—
	DE-1220	37-14-37	1.5	37-14-61	0.6-2.0
	DE-1525	46-15-46	1.8	46-15-69	0.6-3.0
90°	DE-335	30-6-30	0.8	—	—
	DE-610	37-12-37	0.6	—	—
	DE-1220	37-12-37	1.5	37-12-61	0.6-1.8
	DE-1525	55-18-55	1.8	37-14-61	0.6-3.0

**Tabla 7-3** Diseños mínimos de ampliación del borde del pavimento para dar vuelta en intersecciones.

Deflexión (grados)	Vehículo de Proyecto	Curva Compuesta 3-Radios Simétrica		Curva Compuesta 3-Radios Asimétrica	
		Radio de Curvatura (m)	Desplazamiento (m)	Radio de Curvatura (m)	Desplazamiento (m)
105°	DE-335	30-6-30	0.8	—	—
	DE-610	30-11-30	0.9	—	—
	DE-1220	30-11-30	1.5	30-17-61	0.6-2.4
	DE-1525	55-14-55	2.4	46-12-64	0.6-3.0
120°	DE-335	30-6-30	0.6	—	—
	DE-610	30-9-30	0.9	—	—
	DE-1220	37-9-37	1.8	30-9-55	0.6-2.7
	DE-1525	55-12-55	2.6	46-11-67	0.6-3.7
135°	DE-335	30-6-30	0.5	—	—
	DE-610	30-9-30	1.2	—	—
	DE-1220	37-9-37	2.0	30-8-55	0.9-4.0
	DE-1525	49-11-49	2.7	40-9-56	0.9-4.3
150°	DE-335	23-26-23	0.6	—	—
	DE-610	30-9-30	1.2	—	—
	DE-1220	30-9-30	1.8	28-8-49	0.3-3.7
	DE-1525	49-11-49	2.1	37-9-55	0.9-4.3
180°	DE-335	15-5-15	0.2	—	—
	DE-610	30-9-30	0.5	—	—
	DE-1220	30-6-30	2.9	26-6-46	1.8-4.0
	DE-1525	40-8-40	2.9	30-8-55	1.8-4.0

Tabla 7-3 Continuación.

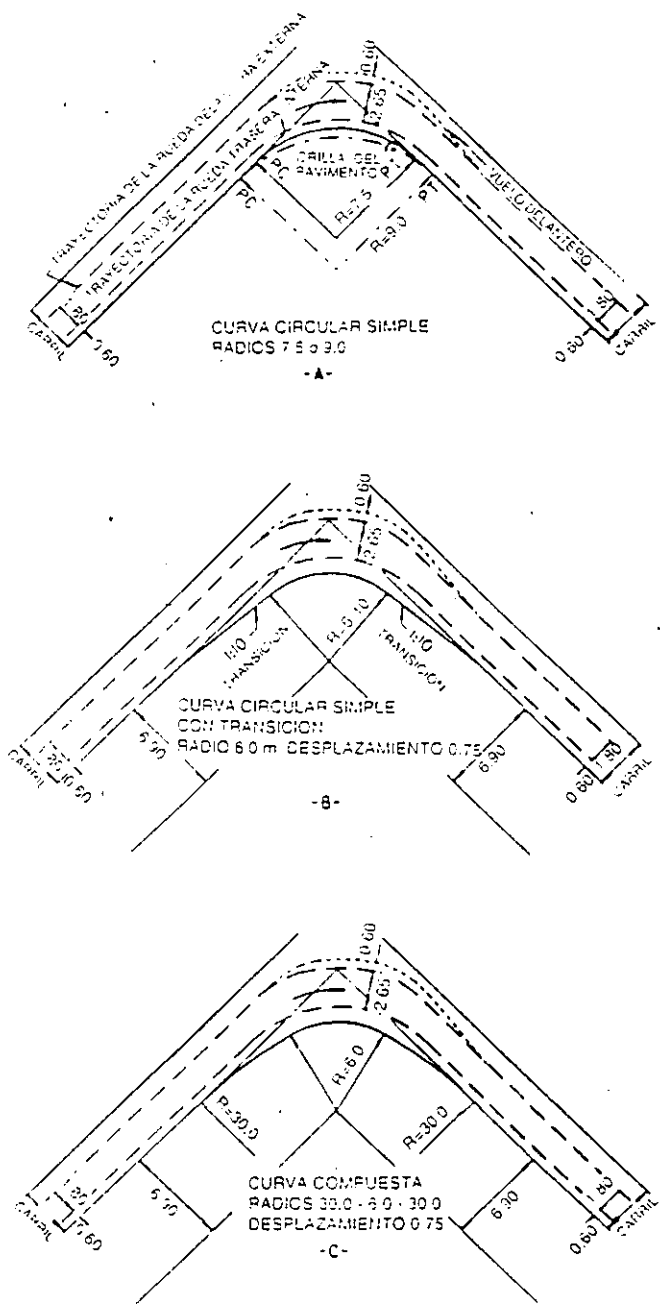
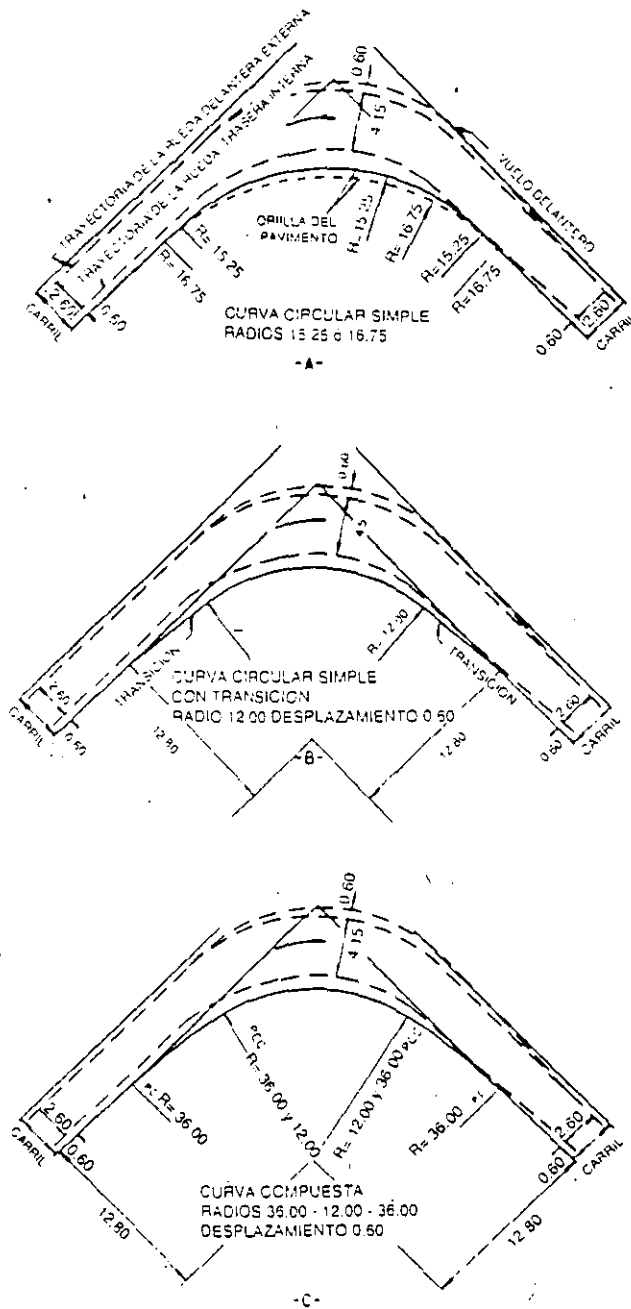
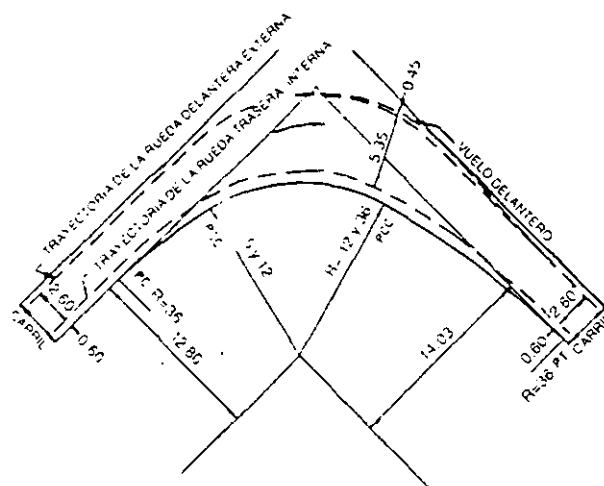


Figura 7-14 Diseños mínimos de enlaces en curva para vuelta a la derecha del vehículo de proyecto DE-335 (A<sub>D</sub>) en una deflexión de 90°

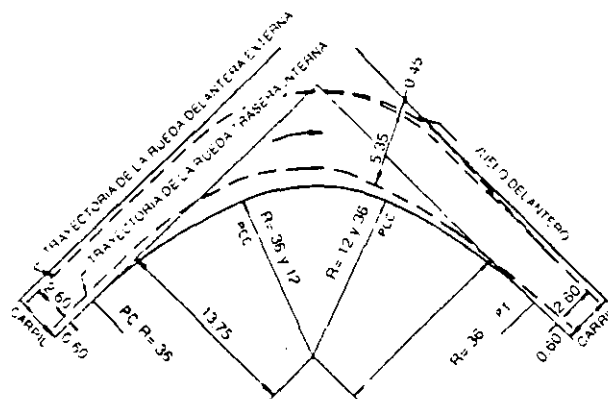


**Figura 7-15** Diseños mínimos de enlaces en curva para vuelta a la derecha del vehículo de proyecto DE-610 (B2, B3, C2, C3) en una deflexión de 90°



3- CURVA COMPUESTA  
 RADIOS 36 - 12 - 40  
 DESPLAZAMIENTO 0.60 y 1.80

-A-



3- CURVA COMPUESTA  
 RADIOS 36 - 12 - 36  
 DESPLAZAMIENTO 1.50

-B-

Figura 7-16 Diseños mínimos de enlaces en curva para vuelta a la derecha del vehículo de proyecto DE-1220 (T2 - S2) en una deflexión de 90°



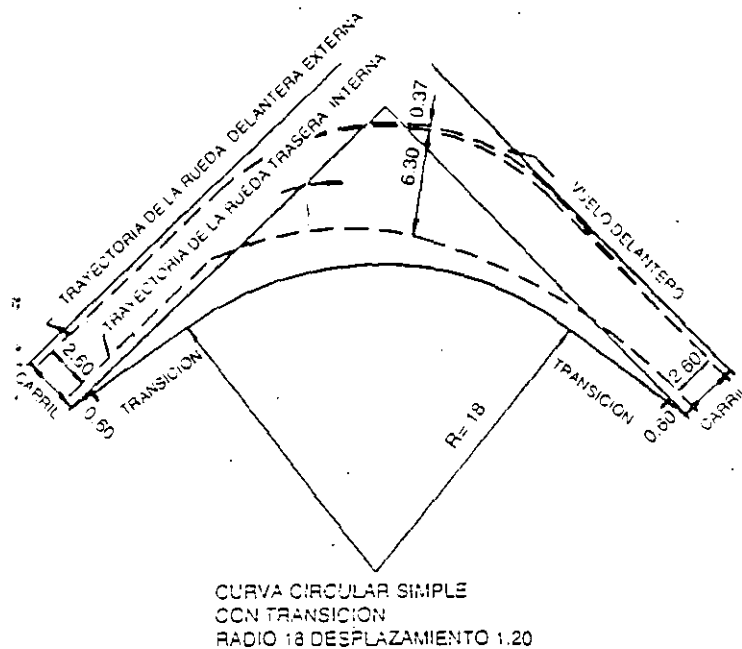
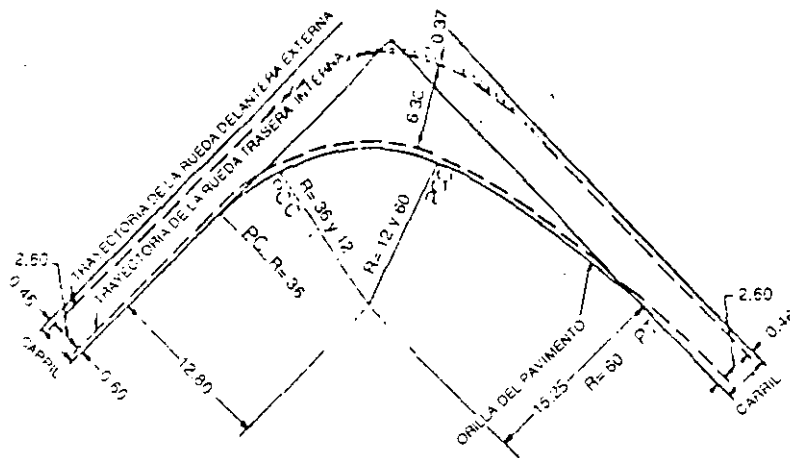
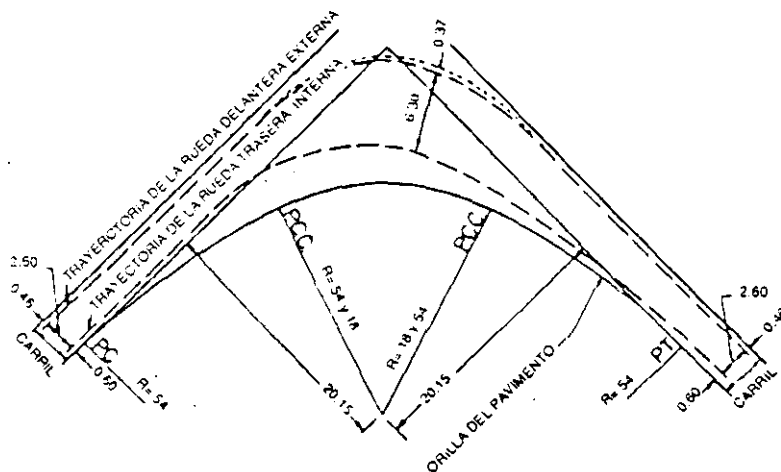


Figura 7-17 Diseño mínimo de enlace en curva para vuelta a la derecha del vehículo de proyecto DE-1525 (T3 - S2) en una deflexión de  $90^\circ$



VEHICULO DE 1525  
 CURVA COMPUESTA  
 RADIOS 36 - 12 - 60  
 DESPLAZAMIENTO 0.60 y 3.0



VEHICULO DE - 1525  
 CURVA COMPUESTA  
 RADIOS 54 - 18 - 54  
 DESPLAZAMIENTO 1.80

Figura 7-18 Diseños mínimos de enlaces en una curva compuesta para vuelta a la derecha del vehículo de proyecto DE-1525 (T3 - S 2) en una deflexión de 90 °

El diseño mostrado en la Figura 7-14.C es prácticamente equivalente a una curva de transición en casi toda su longitud. Consiste en una curva de tres centros con radios de 30, 6 y 30 m.

La Figura 7-14.B muestra un diseño que se aproxima a una curva de tres centros. Este consiste en una curva desplazada simple, conectada mediante ampliaciones graduales.

**006.B.03 Camión de Carga o Autobús Unitario DE-610 (C2, C3, B2, B3).**- La Figura 7-15 muestra los diseños mínimos del borde interno del pavimento para una vuelta a  $90^\circ$  del vehículo de proyecto DE-610. El radio de 15 m aproximadamente del borde interior del pavimento (línea sólida en la Figura 7-15.A) es el arco simple más cerrado que acomoda a este tipo de vehículo sin invadir los carriles adyacentes.

El diseño mostrado en la figura 7-15.C es prácticamente equivalente a una curva de transición en casi toda su longitud. La Figura 7-15.B es una curva desplazada simple conectada mediante ampliaciones graduales, que se aproxima a la curva de tres centros.

**006.B.04 Combinaciones de Tractor-Semirremolque DE-1220 (T2-S2) y DE-1525 (T3-S2 ó T3-S3).**- Para las combinaciones de tractor-semirremolque no es práctico ajustar arcos circulares simples a sus trayectorias mínimas de diseño. Sin embargo, en los casos en que existan carriles de 3.65 m de ancho, tales vehículos pueden dar vuelta sin invadir los carriles adyacentes cuando el radio de la curva simple del borde interno del pavimento es de aproximadamente 23 m para el vehículo DE-1220 y 29 m para el vehículo DE-1525.

Si se desea ajustar el borde del pavimento a la trayectoria mínima de las combinaciones de tractor-semirremolque, es necesario utilizar un arreglo asimétrico de tres curvas. Para el vehículo de proyecto DE-1220, estas curvas tienen radios de 36, 12 y 90 m. El arco de la curva central está desplazado 60 cm y 1.80 m, de la prolongación de las tangentes correspondientes a los bordes internos del pavimento en el inicio y final de la curva, respectivamente (estas tangentes se muestran con línea continua en la Figura 7-16). La Figura 7-17 muestra una curva desplazada simple conectada mediante ampliaciones graduales, para los vehículos DE-1525.

**006.B.05 Selección del Diseño Mínimo para Condiciones Específicas.**- Los diseños mostrados en las Figuras 7-14 a 7-18 son los que se ajustan a las vueltas más cerradas de los diferentes tipos de vehículos de proyecto. Pueden utilizarse combinaciones de curvas con radios diferentes a los mostrados en dichas figuras para producir resultados similares y satisfactorios. De particular importancia es la selección del diseño general (Figuras 7-15 a 7-18) para una intersección específica donde sea deseable o necesario minimizar el área de la intersección. La selección de

cualquiera de los diseños depende de los tipos y dimensiones de los vehículos que vayan a realizar las operaciones de vuelta y el grado en que se desee acomodar a dichos vehículos. La selección del vehículo de proyecto para un diseño mínimo, dependerá del criterio del proyectista después de haber analizado todas las condiciones y evaluado el efecto de la operación de los vehículos más grandes. A manera de resumen general, pueden considerarse tres diseños mínimos del borde del pavimento para las vueltas a partir de las siguientes condiciones:

**Diseño para DE-335 (Ap).**- (Figura 7-14). Este diseño se utiliza en intersecciones de caminos locales con carreteras importantes donde sólo ocasionalmente se realizan operaciones de vuelta o en intersecciones de carreteras de poca importancia que transportan bajos volúmenes de tránsito. Sin embargo, en la mayoría de estos casos, es preferible utilizar los diseños correspondientes al vehículo de proyecto DE-610.

**Diseño para DE-610 (C2, C3, B2, B3).**- (Figura 7-15). Este diseño es el mínimo recomendado para todos los caminos rurales. Los movimientos de vuelta importantes sobre carreteras principales, particularmente aquellos que involucran un porcentaje considerable de camiones de carga, deben diseñarse preferentemente con radios mayores y carriles de cambio de velocidad.

**Diseño para Combinaciones de Tractor-Semirremolque DE-1220 (T2-S2) y DE-1525 (T3-S2).**- (Figuras 7-16 a 7-18). Estos diseños deben utilizarse cuando las combinaciones de tractor-semirremolque que dan vuelta con frecuencia en la intersección sean de dimensiones similares a las de los vehículos de proyecto considerados en las Figuras 7-16 a 7-18. Es conveniente utilizar éstos vehículos de proyecto en arreglos simétricos sencillos de tres curvas compuestas, particularmente si el porcentaje de vehículos más pequeños dentro del flujo que da vuelta, es considerable.

**006.B.06 Vueltas en Angulo Oblicuo.**- Los diseños mínimos para el borde del pavimento en intersecciones en ángulo oblicuo, se desarrollaron de la misma manera que para intersecciones en ángulo recto. Es decir, se trazaron las trayectorias de los vehículos de proyecto sobre las vueltas más cerradas y se ajustaron curvas o combinaciones de curvas a las trayectorias de las ruedas traseras internas. La Tabla 7-3 muestra, para vueltas de diferentes ángulos, una serie de diseños mínimos sugeridos en los cuales se utilizan arreglos de tres curvas compuestas para cada vehículo de proyecto.

Los diseños de la Tabla 7-3 se sugieren para ajustarse a las curvas más cerradas de los diferentes vehículos de proyecto. Se pueden utilizar también, algunas otras combinaciones de curvas con resultados satisfactorios. El uso de ampliaciones graduales combinadas con curvas sencillas es otro método para

diseñar el borde interno del pavimento para vueltas en intersecciones. La Tabla 7-2 proporciona las dimensiones sugeridas para este tipo de diseño. Las ampliaciones graduales son necesarias para minimizar el área de la intersección pudiendo utilizarse cualquier diseño proporcionado en las Tablas 7-2 y 7-3, de acuerdo con los tipos y dimensiones de los vehículos que darán vuelta.

## **CAPITULO 007 ISLETAS**

### **007.A Características Generales**

Isleta es un área definida entre carriles de tránsito para controlar los movimientos vehiculares. Las isletas también proporcionan un área para refugio de los peatones y para la instalación de dispositivos de control del tránsito. Las isletas pueden ser áreas elevadas (por encima del nivel del pavimento), delineadas mediante bordillos o áreas de pavimento delineadas sólo con pintura.

Las isletas generalmente forman parte del proyecto de las intersecciones (canalizaciones) para uno o más de los siguientes propósitos:

1. Separación de conflictos.
2. Control del ángulo de conflicto.
3. Reducción de áreas excesivas de pavimento.
4. Regulación del tránsito e indicación del uso apropiado de la intersección.
5. Arreglos para favorecer un movimiento predominante de vuelta.
6. Protección de peatones.
7. Protección y almacenaje de vehículos que dan vuelta o que cruzan.
8. Ubicación de dispositivos para el control del tránsito.

La Referencia 7-1 trata con gran detalle una serie de aspectos adicionales referentes a este mismo tema.

### **007.B Diseño Mínimo para Vueltas**

Cuando los bordes internos del pavimento se diseñan para vueltas a la derecha en intersecciones que alojan combinaciones de tractor-semirremolque o donde el diseño permite a los vehículos de pasajeros dar vuelta a velocidades de 25 km/h ó más, el área del pavimento en la intersección puede ser excesivamente grande para un control apropiado del

tránsito. Para evitar esta situación, debe proporcionarse una isleta que genere un cuerpo de circulación separado. Las isletas tienen tres funciones fundamentales: (1) canalización (para controlar y dirigir movimientos vehiculares, usualmente de vuelta), (2) separación (para separar flujos en sentido opuesto o en el mismo sentido, usualmente movimientos de frente), y (3) refugio (para proporcionar refugio a los peatones). La mayoría de las isletas se instalan para cumplir con dos o más de las funciones anteriores.

#### **007.C Isletas Canalizadoras**

Son isletas destinadas a controlar y dirigir los movimientos del tránsito, guiando a los conductores hacia sus calzadas de circulación de acuerdo con la ruta deseada. Las isletas canalizadoras pueden ser de muchas formas y tamaños, dependiendo de las condiciones y dimensiones de la intersección. La Figura 7-19 ilustra algunas isletas de este tipo. Una forma común es la triangular (isleta "a" en la Figura 7-19), destinada a separar los movimientos de vuelta a la derecha, del flujo vehicular que sigue de frente. Las isletas centrales ("b" y "c" en la Figura 7-19) sirven como guía a los conductores de los vehículos que dan vuelta alrededor de la isleta.

Las intersecciones con carriles múltiples para dar vuelta, pueden requerir tres o más isletas para canalizar los diferentes movimientos.

Las isletas adecuadamente proyectadas suelen ser muy convenientes en sitios donde los flujos vehiculares de frente y de vuelta son importantes. Las isletas elevadas (por encima del nivel del pavimento) delineadas mediante bordillos son de utilidad marginal en intersecciones menores de carreteras de dos carriles. Estas deben reservarse para intersecciones importantes de carreteras de dos carriles.

#### **007.D Isletas Separadoras**

Las isletas separadoras se instalan frecuentemente en las intersecciones de carreteras no divididas. Contribuyen a prevenir a los conductores sobre la existencia de un cruce próximo y a regular el tránsito en la intersección. Son particularmente convenientes para controlar las vueltas a la izquierda en intersecciones esviajadas y en sitios donde se proporcionan calzadas separadas para el tránsito que da vuelta a la derecha. La Figura 7-19 ilustra una variedad de isletas separadoras para flujos vehiculares que circulan en sentidos opuestos.

La ampliación de un camino con una isleta separadora (Figura 7-20) debe hacerse de tal manera que las trayectorias sean evidentes para los conductores, reduciendo al mínimo las posibilidades de confusión. El alineamiento debe dirigir al

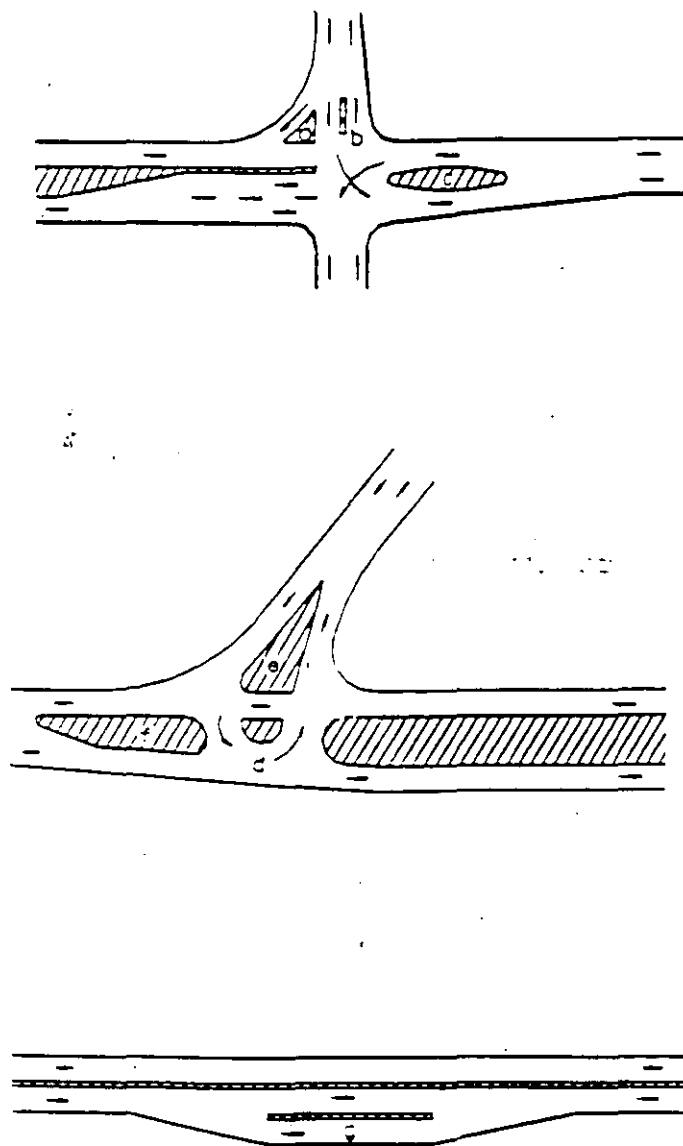


Figura 7-19 Tipos generales y formas de isletas

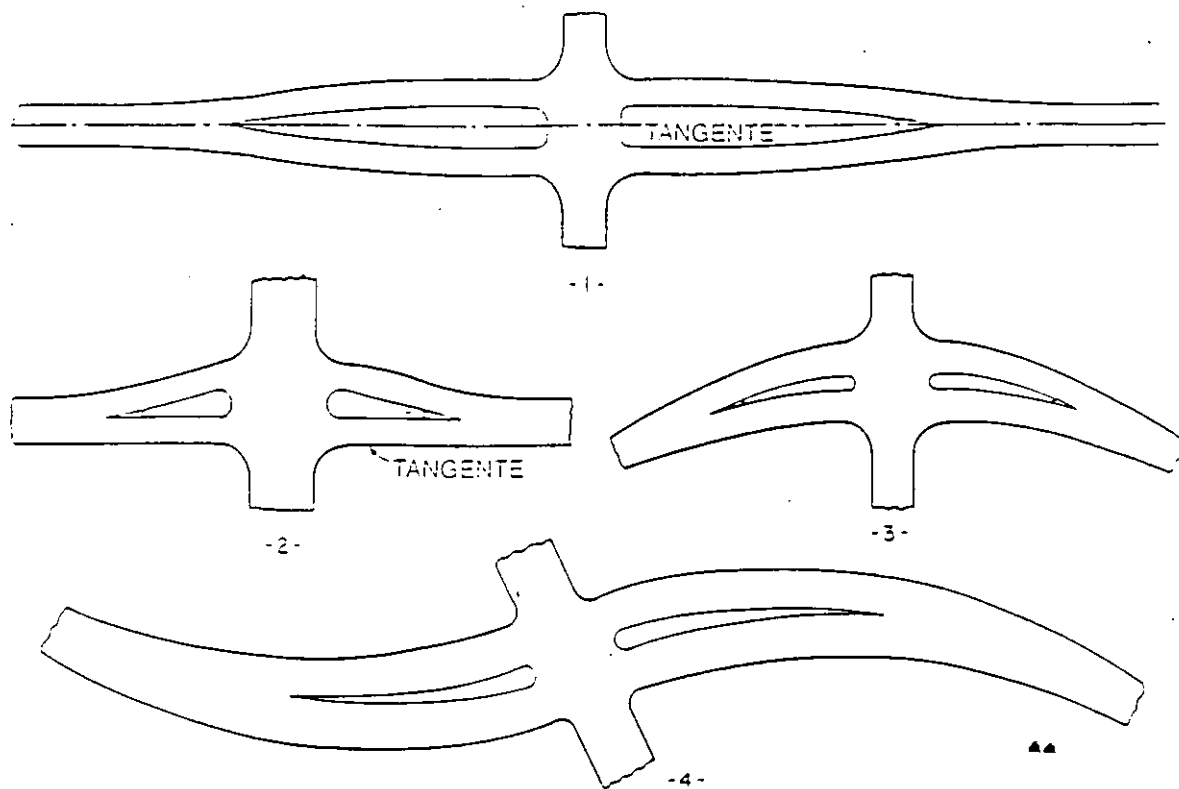


Figura 7-20 Alineamiento para añadir isletas separadoras en intersecciones



conductor con naturalidad evitando que realice esfuerzos considerables. Cuando la carretera se encuentra en tangente y hay que introducir isletas separadoras, es necesario utilizar alineamientos con curvas inversas. En carreteras rurales, donde las velocidades son relativamente altas, el cambio en la curvatura debe ser de un grado ó menor. Usualmente, las calzadas de cada sentido son más o menos simétricas en relación con el eje central de la carretera, como se muestra en la Figura 7-20.

Cuando la carretera se encuentre en curva, debe aprovecharse la curvatura para introducir isletas separadoras con el fin de evitar curvas de sentido inverso (como se muestra en la Figura 7-20).

#### **007.E Isletas de Refugio**

Las isletas para refugio de peatones son aquellas que se construyen para auxiliar y proteger a los peatones que desean cruzar un camino.

Tanto en áreas rurales como en áreas urbanas, muchas de las isletas diseñadas para canalización sirven también de refugio a los peatones. Las isletas "a", "b", "c", "e" y "f" en la Figura 7-19 son ejemplos de este caso.

#### **007.F Forma y Tamaño de las Isletas**

El tamaño y la forma de las isletas varían de una intersección a otra, como se ilustra en la Figura 7-19. La isleta elevada delineada mediante bordillos más pequeña que debe considerarse en intersecciones rurales es de  $7.0 \text{ m}^2$ ; sin embargo, es preferible utilizar un área mínima de  $9.0 \text{ m}^2$ . Las isletas triangulares no deben tener menos de 4.0 m (y preferentemente 5.0 m) en uno de sus lados, después de redondear las esquinas. Las isletas separadoras no deben tener menos de 1.20 m de anchura ni menos de 6.0 a 7.5 m de largo. En casos especiales donde el espacio sea limitado, las isletas alargadas, como las mostradas en la Figura 7-19, pueden reducirse a una anchura mínima absoluta de 60 cm.

Las isletas pueden ser delineadas o trazadas usando una variedad de tratamientos, dependiendo de su tamaño, localización y función. El tipo de zona en que se localiza la intersección, rural o urbana, también gobierna el diseño. Físicamente, las isletas pueden clasificarse en tres grupos: (1) isletas de contorno levantado mediante bordillos, (2) isletas trazadas mediante marcas en el pavimento o vialetas colocadas en toda el área de la isleta, y (3) áreas sin pavimentar delimitadas por las orillas del pavimento con delineadores colocados sobre postes o postes guía o una adaptación del terraplén adyacente a las orillas del pavimento.

El primer tipo de tratamiento es universal y es el más conveniente. En áreas rurales en que prácticamente no se utilizan bordillos, este tratamiento se limita frecuentemente a isletas de tamaño pequeño o intermedio. El segundo tratamiento se utiliza en donde los problemas de mantenimiento hagan inadecuado el uso de bordillos o donde existan altas velocidades que hagan peligrosa la operación vehicular. El tercer tipo de tratamiento se aplica a isletas grandes en áreas rurales donde existe espacio suficiente para utilizar curvas de gran radio en las intersecciones.

## **CAPITULO 008 DISTANCIA DE VISIBILIDAD**

### **008.A Consideraciones Generales**

Cualquier intersección implica la posibilidad de conflictos potenciales entre los vehículos. Esta posibilidad puede reducirse significativamente proporcionando distancias de visibilidad adecuadas y controles del tránsito apropiados. Los accidentes y la eficiencia de las operaciones de tránsito dependen también del juicio, las capacidades y la respuesta de conductores individuales.

La distancia de visibilidad a lo largo de un camino principal, en un cruce, debe ser suficiente para evitar el riesgo de colisión entre un vehículo que empieza a cruzar desde una posición de alto total y un vehículo circulando por el camino principal a la velocidad de proyecto después de que se inicie la operación de cruce.

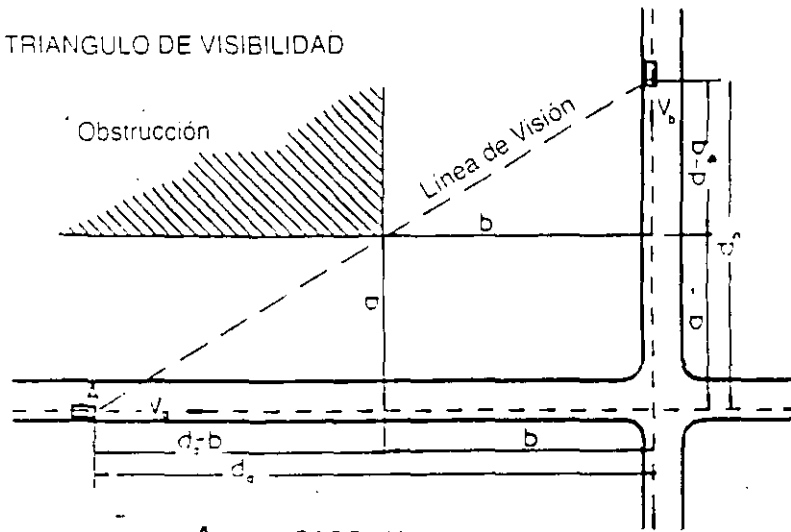
### **008.B Aproximación a la Intersección - Triángulo de Visibilidad**

Debe existir una distancia de visibilidad sin obstrucciones en los accesos de ambas carreteras, tanto en la intersección como a través de sus esquinas, que permita a los conductores de los vehículos que se aproximan al mismo tiempo, verse mutuamente con la suficiente anticipación para prevenir colisiones en la intersección. La Figura 7-21.A ilustra el triángulo de visibilidad requerido. De ser posible, cualquier objeto dentro de este triángulo con la altura suficiente como para significar una obstrucción a la visibilidad, debe ser removido o reducirse su altura.

### **008.C Alejamiento de la Intersección - Triángulo de Visibilidad**

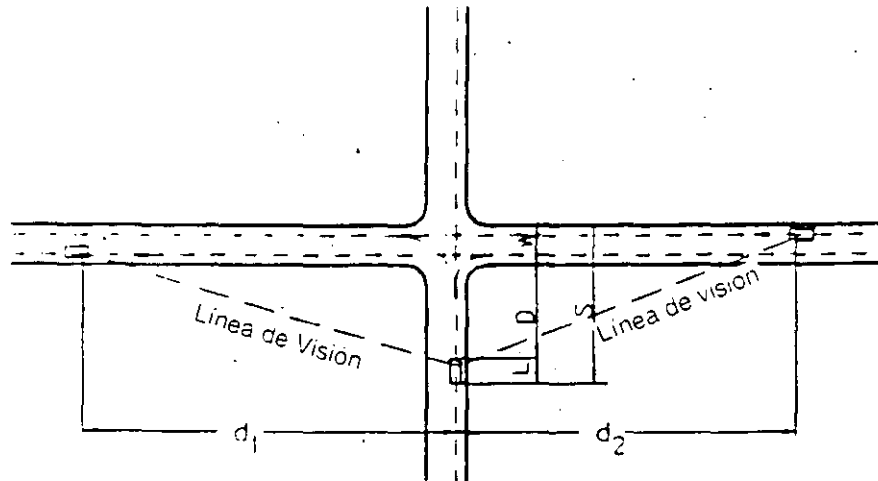
Después de que un vehículo ha hecho alto total en una intersección, el conductor debe tener la suficiente distancia de visibilidad para realizar una salida segura a través del área de la intersección. Como se muestra en la Figura 7-21.B, el diseño debe proporcionar distancias de visibilidad adecuadas para que el vehículo pueda realizar las maniobras de cruce o de vuelta en la intersección.

TRIANGULO DE VISIBILIDAD



- A - CASO I Y II

SIN CONTROL O CONTROL DE CEDA EL PASO EN EL CAMINO SECUNDARIO



- B - CASO III

CONTROL DE ALTO EN CAMINO SECUNDARIO

Figura 7-21 Distancia de visibilidad en intersecciones, triángulo mínimo de visibilidad

La distancia "d" es la distancia recorrida por el vehículo circulando sobre el camino principal, viajando a la velocidad de proyecto durante el tiempo requerido para que el vehículo detenido parta de su posición de alto total y cruce la intersección o de vuelta para incorporarse al rama deseado de la carretera principal.

#### **008.D Control de la Intersección**

Existen cuatro tipos de control que se pueden aplicarse a las intersecciones a nivel. Estos son:

- I. Sin Control, pero permitiendo a los vehículos ajustar su velocidad.
- II. Control de Incorporación, en que los vehículos sobre la carretera de menor importancia deben incorporarse al flujo vehicular que circula por la carretera principal.
- III. Control de Alto Total, en el cual el tránsito sobre la carretera de menor importancia debe detenerse antes de ingresar a la carretera principal.
- IV. Control mediante Señalamiento, en donde el tránsito circulando por las diferentes ramas de la intersección debe detenerse ante una señal de alto total o mediante semáforos.

**008.D.01 Caso I - Sin Control, pero Permitiendo a los Vehículos Ajustar su Velocidad.**- En cruces no controlados mediante señalamiento de "ceda el paso", "alto" o semáforos, el operador de un vehículo que se aproxima a la intersección debe ser capaz de percibir un peligro potencial con suficiente anticipación para modificar la velocidad de su vehículo tanto como sea necesario antes de llegar a la intersección. Un límite inferior de la distancia medida desde un punto en la intersección, donde el conductor ve al vehículo que se aproxima por la otra carretera es la distancia que se recorre en un tiempo de 3 seg. (2 seg. de tiempo de percepción y reacción más 1 seg. para aplicar el freno o acelerar para ajustar la velocidad). Las distancias promedio recorridas por un vehículo en 3 seg., son las siguientes:

Velocidad (km/h)	Distancia (m)
20	17
30	25
40	33
50	42
60	50
70	58
80	67
90	75
100	83
110	92

Para las velocidades en cada una de los caminos que se cruzan, el triángulo de visibilidad de la figura 7-21.A., queda definido por las distancias mínimas a lo largo de dichos caminos. Distancias iguales o mayores a las de la tabla, permitirán que los vehículos circulando por los accesos de los dos caminos que se cruzan puedan modificar su velocidad antes de llegar a la intersección.

Las intersecciones sin control con triángulos de visibilidad cuyas distancias sean iguales a las mostradas en la tabla anterior no son necesariamente seguras, ya que los vehículos circulando por cada uno de los accesos, aún modificando su velocidad, pueden arribar a la intersección al mismo tiempo. En tales condiciones, los vehículos que se aproximan deben ceder el paso a los vehículos que se acercan a la intersección por la derecha.

Estos proyectos deben utilizarse sólo en intersecciones rurales de caminos de dos carriles de poco tránsito donde el costo de proporcionar mayores distancias de visibilidad es prohibitivo. Cuando no se pueda proporcionar el triángulo mínimo de visibilidad, deben utilizarse dispositivos de control del tránsito para hacer reducir su velocidad a los vehículos o incluso detenerlos, aún en los casos en que ambos caminos tengan tránsitos bajos.

El proyecto recomendable para estas intersecciones debe proporcionar un triángulo de visibilidad con las distancias correspondientes a las distancias de visibilidad de parada, ya que en este caso, se estará proporcionando suficiente distancia para que los conductores de los vehículos, al percibir el peligro potencial en el otro camino, puedan hacer alto total antes de arribar a la intersección.

**008.D.02 Caso II-Control de Incorporación para la Carretera de Menor Importancia.**- Este tipo de diseño requiere que, sobre el camino de menor importancia, se coloquen señales de "ceda el paso" en los accesos de la carretera principal (véase la Figura 7-21.A).

La distancia de visibilidad para el conductor del vehículo que circula sobre el camino de menor importancia debe ser suficiente para permitirle observar un vehículo que se aproxime por la izquierda o por la derecha sobre el camino principal y ser capaz de detener su vehículo antes de llegar a la intersección, durante el tiempo de percepción, reacción y frenado.

En un caso típico, como el mostrado en la Figura 7-21.A, la velocidad  $V_a$  es conocida siendo  $a$  y  $b$  distancias conocidas a obstrucciones que impiden la visibilidad, medidas a partir de las respectivas trayectorias de los vehículos A y B. La velocidad crítica  $V_b$  del vehículo B puede evaluarse entonces en términos de factores conocidos. La distancia  $d_a$  es la distancia de visibilidad de parada para el vehículo A. Cuando el vehículo A se encuentra a una distancia  $d_a$  de la intersección y los conductores de los vehículos A y B se ven uno al otro por primera vez, el vehículo B se encuentra a una distancia  $d_b$  de la intersección. Por triángulos semejantes:

$$d_b = (a \cdot d_a) / (d_a - b)$$

y la velocidad crítica  $V_b$  es aquella para la cual la distancia de parada es  $d_b$ .

El señalamiento sobre la carretera B que indica la velocidad de seguridad a la que deben aproximarse los vehículos a la intersección, debe colocarse de tal forma que los conductores puedan reducir su velocidad a  $V_b$  en el momento en que llegan al punto situado a una distancia  $d_b$  a partir de la intersección.

**008.D.03 Caso III - Control de Alto Total para la Carretera de Menor Importancia.**- En aquellos casos en que el tránsito sobre el camino de menor importancia sea controlado mediante señales de alto, el conductor del vehículo circulando sobre la carretera de menor importancia debe tener suficiente distancia de visibilidad para arrancar desde la posición de alto total, aunque repentinamente aparezca un vehículo aproximándose por la carretera principal en el momento en que el primero inicie su marcha (véase la Figura 7-21.B). El conductor del vehículo que se aproxima a la intersección por la carretera principal debe tener una visibilidad sin obstrucciones, dentro del triángulo de visibilidad. El valor de la distancia de visibilidad de la intersección ( $d_1$  ó  $d_2$ ) define un lado del triángulo de visibilidad. El lado sobre el camino controlado mediante señales de alto queda determinado por la ubicación de la línea de visibilidad del conductor, la cual se considera localizada 6.0 m atrás del borde del pavimento. Existen tres maniobras básicas que pueden ocurrir en una intersección promedio:

- A. Viajar a través de la intersección, librando el tránsito que circula por la izquierda o la derecha del vehículo que realiza el cruce;
- B. Dar vuelta a la izquierda ingresando a la carretera transversal, librando el tránsito que circula por la izquierda y posteriormente incorporándose al flujo vehicular que proviene de la derecha.
- C. Dar vuelta a la derecha incorporándose al flujo vehicular de la carretera transversal, que proviene de la izquierda.

Las condiciones anteriores se muestran, respectivamente, en los diagramas A, B y C de la Figura 7-22. Estos, se tratan a continuación.

**008.D.04 Caso III.A - Maniobra de Cruce.**- La distancia de visibilidad requerida para cruzar una carretera determinada se calcula con base en el tiempo que le tomaría a un vehículo detenido sobre la vía transversal, cruzar la intersección y la distancia recorrida en ese tiempo, por otro vehículo circulando en la carretera, a la velocidad de proyecto. Las Figuras 7-22.A y 7-23 ilustran esta operación.

La distancia anterior puede calcularse a partir de la siguiente ecuación:

$$d = [V (J + t_a)] / 3.6$$

donde:

- d= distancia de visibilidad sobre la avenida considerada, medida desde la intersección, m;
- V= velocidad de proyecto sobre la avenida considerada, km/h;
- J= suma del tiempo de percepción y del tiempo requerido para activar el embrague o accionar la transmisión automática, seg.
- t<sub>a</sub>=tiempo requerido para acelerar y recorrer la distancia de cruce, seg.

Se recomienda utilizar como valor de J, 2 seg, correspondiente al conductor más lento, obtenido de una muestra representativa de conductores nacionales.

El valor de t<sub>a</sub> puede obtenerse a partir de la Figura 7-24, dependiendo del tipo de vehículo que controle este parámetro. En la Figura 7-23, la distancia S que debe recorrer el vehículo para cruzar la carretera, es la suma de tres distancias (en m).

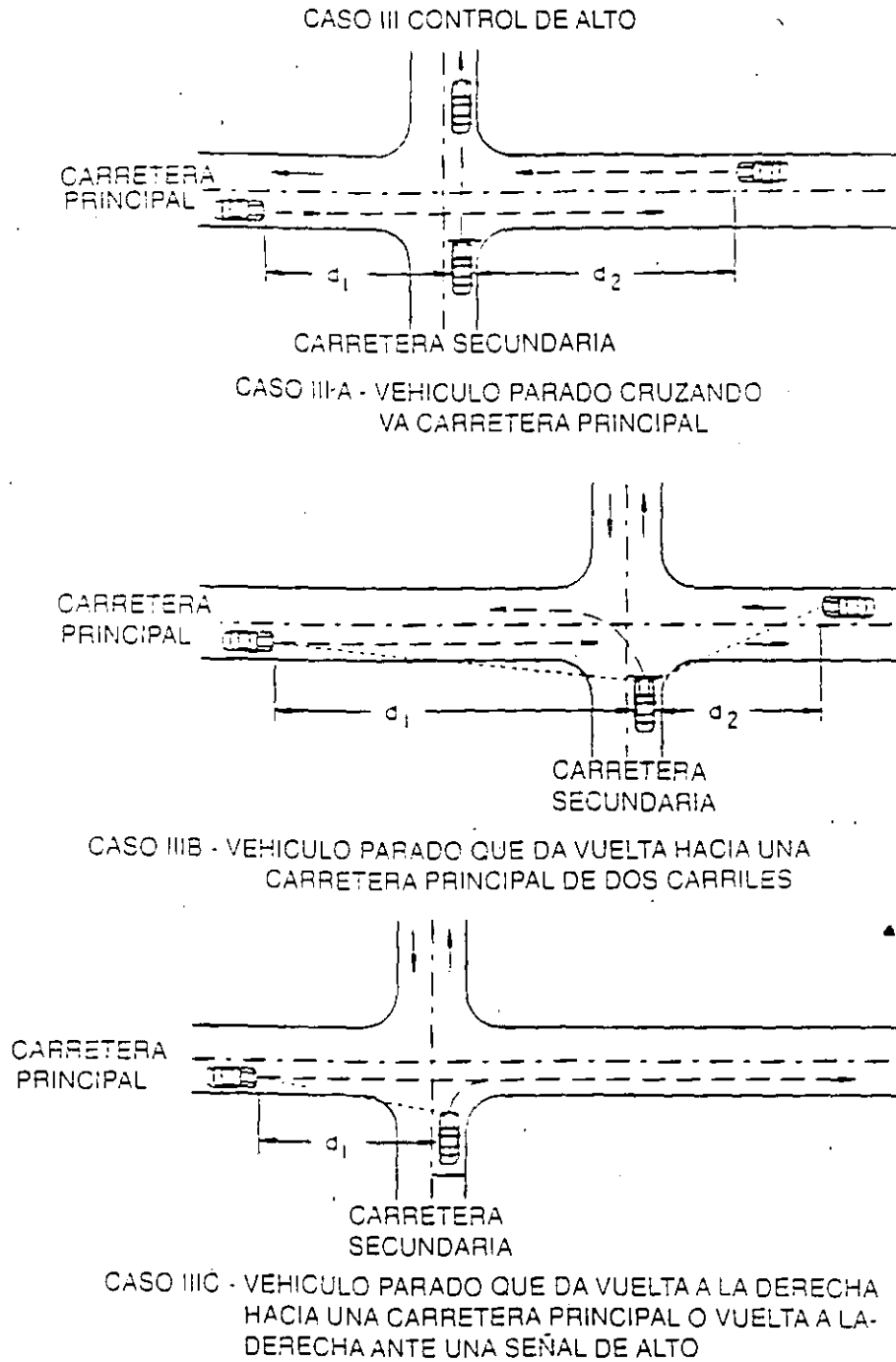


Figura 7-22 Distancia de visibilidad en intersecciones a nivel



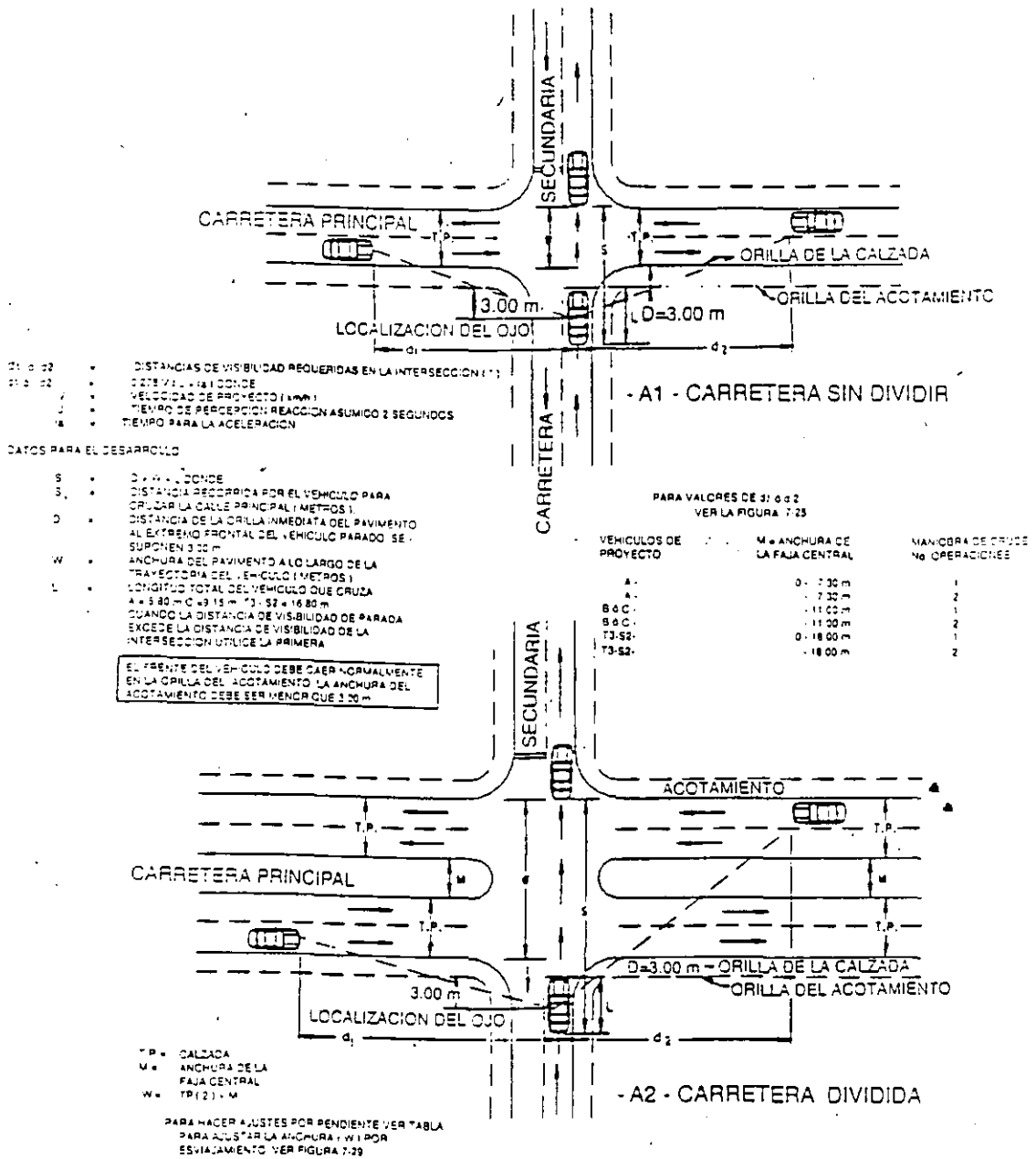


Figura 7-23 (A1 y A2) Distancia de visibilidad de la intersección (Caso IIIA - a nivel - cruces a 90 grados)

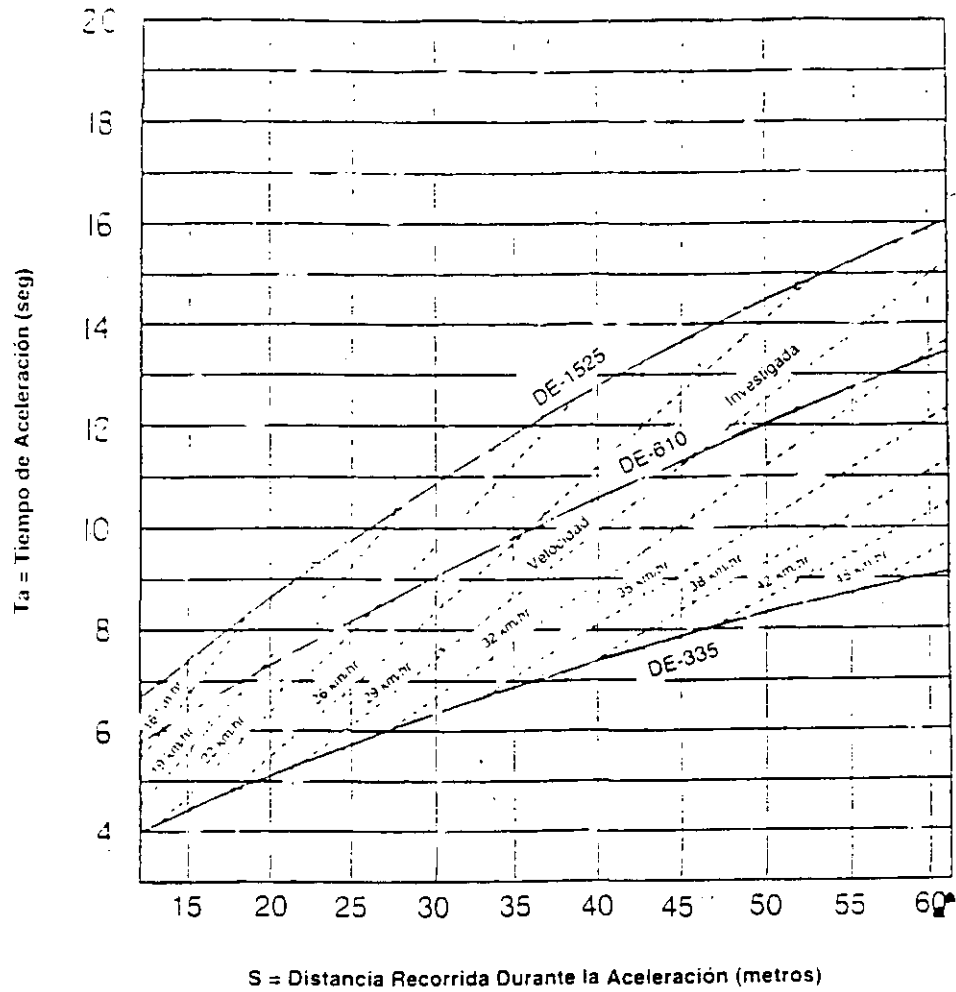


Figura 7-24 Distancia de visibilidad de parada en intersecciones (Caso III, aceleración de parada).



$$S = D + W + L$$

donde:

D= distancia entre el borde del carril de circulación más cercano al vehículo detenido y el frente de este último, en m.

W= anchura de la carretera, exactamente en la dirección de la trayectoria del vehículo que la cruzará, en m; y

L= Longitud total del vehículo, en m.

Las dimensiones anteriores se ilustran en la Figura 7-23. Se recomienda utilizar un valor de 3.30 m para la distancia D. W es igual al número de carriles multiplicado por el ancho de cada uno. El valor de L debe ser el correspondiente al vehículo de proyecto seleccionado (DE-610, DE-1220 y DE-1525), según las dimensiones establecidas para éstos en el Título 2.02.02.

Cuando la distancia de visibilidad obtenida según el procedimiento anterior sea menor que la distancia de visibilidad de parada, gobernará el valor de esta última y deberá ser la que se proporcione sobre la vialidad principal.

En carreteras divididas en las que la anchura de la faja separadora central sea igual o mayor que la longitud del vehículo, deberá considerarse que la operación de cruce puede realizarse en dos pasos: 1) El vehículo cruza los carriles de circulación de uno de los sentidos y se detiene protegiéndose en la zona de la faja separadora central, 2) El conductor espera la oportunidad para cruzar los carriles del otro sentido de circulación.

En aquellos casos en que la faja separadora central sea menor que la longitud del vehículo, la anchura de dicha faja deberá incluirse dentro del valor W.

Cuando no pueda proporcionarse la distancia de visibilidad requerida (medida desde la intersección), los vehículos circulando por la avenida principal deberán reducir su velocidad por debajo de la de proyecto. En tal caso hay que instalar el señalamiento necesario para informar a los conductores sobre la velocidad máxima a la que deberán arribar a la intersección.

La distancia de visibilidad obtenida según los procedimientos anteriores es aplicable a terreno plano. Cuando existan pendientes, deberán hacerse los ajustes correspondientes según lo indicado en el Título 2.02.03.

Debe recordarse que la distancia de visibilidad se mide entre un punto situado a 1.07 m, que es la altura promedio de los

ojos de los conductores de vehículos de pasajeros, y la parte superior de un objeto con altura de 1.37 m.

**008.D.05 Caso III.B - Vuelta a la Izquierda Incorporándose a una Vía Principal.**- Las Figuras 7-22.B y 7-23 ilustran la operación anterior. En este caso se calculan dos distancias de visibilidad: una corresponde a la distancia que debe existir sobre la vía principal, a la izquierda del vehículo que realizará la vuelta, de tal forma que éste pueda cruzar los carriles del sentido más próximo, sin interferir con los vehículos que circulen por la vía transversal. El vehículo que realizará el cruce partirá de una posición de alto total. La otra distancia de visibilidad corresponde a la que debe existir sobre la vía principal a la derecha del vehículo detenido que realizará el cruce, de tal forma que los vehículos que circulan por los carriles de la vía principal reduzcan su velocidad a 85% de la velocidad de proyecto y siempre conserve una distancia, con respecto a la parte posterior del vehículo que da la vuelta, igual a 0.63 de la velocidad, en metros.

La primera distancia de visibilidad deberá calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$d = [V (J + t_a)] / 3.6$$

donde:

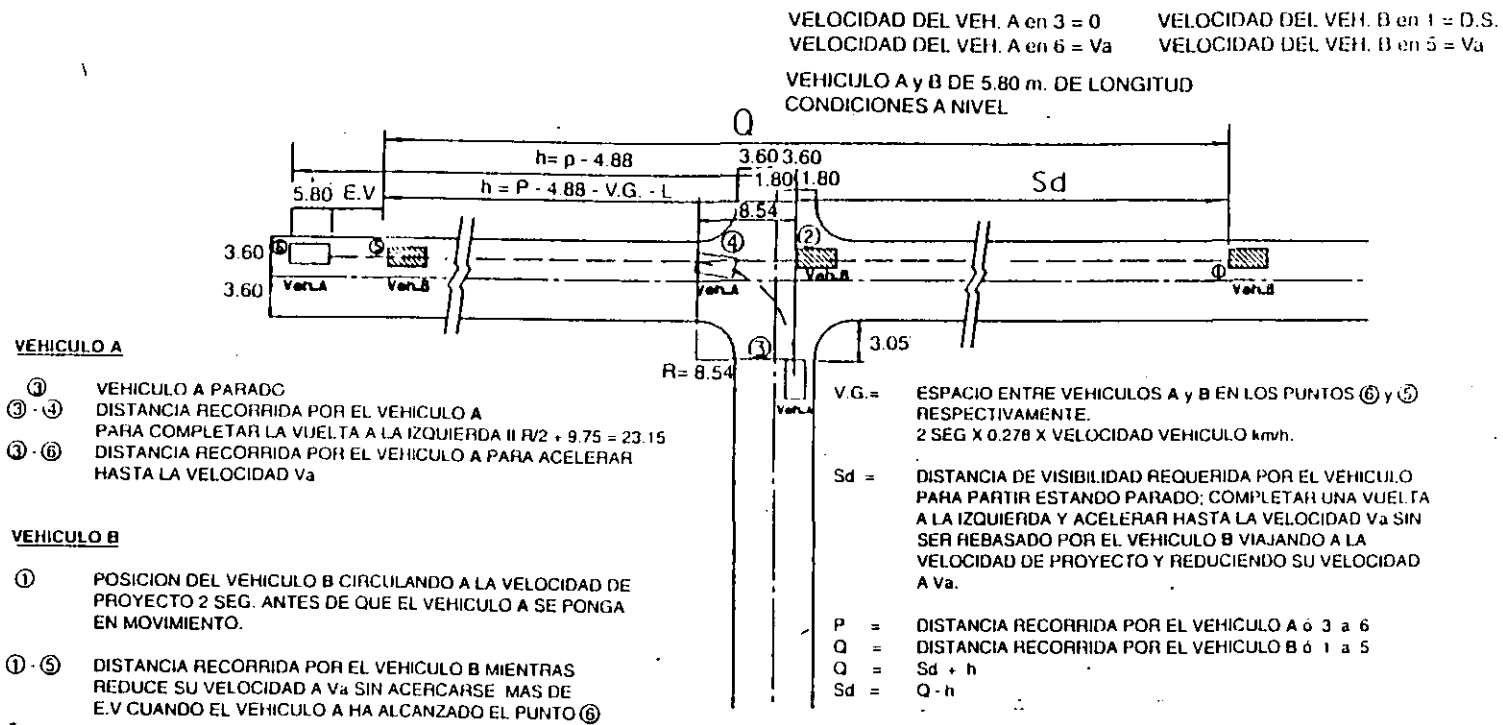
d= distancia de visibilidad a la izquierda sobre la vía principal medida a partir de la intersección, en metros;

V= velocidad de proyecto sobre la vía principal, en km/h;

J= 2 segundos; y

t<sub>a</sub>=tiempo requerido para que el vehículo que se incorpora a la vía principal, acelere y recorra la distancia necesaria para librar al tránsito que le aproxima por la izquierda. Esta distancia es la suma de 3.3 m (distancia del borde del carril de circulación más cercano al vehículo que realizará la operación), más la longitud del vehículo, más 1.5 veces la anchura de los carriles de circulación del sentido más cercano (correspondiente a los vehículos que se aproximan por la izquierda).

La Figura 7-26 ilustra los conceptos y dimensiones involucrados en el cálculo de la distancia de visibilidad a la derecha, sobre la vía principal, medida a partir de la intersección. Para calcular esta distancia es necesario, inicialmente, obtener, a partir de la Figura 7-27, la distancia requerida para que el vehículo que da vuelta a la izquierda alcance una velocidad igual a 85% de la velocidad de proyecto sobre la vía principal. Esta distancia es P en la Figura 7-26. El tiempo requerido para recorrer esta



**Figura 7-26** Caso III B, vehículo parado que da vuelta a la izquierda hacia una carretera principal de dos carriles

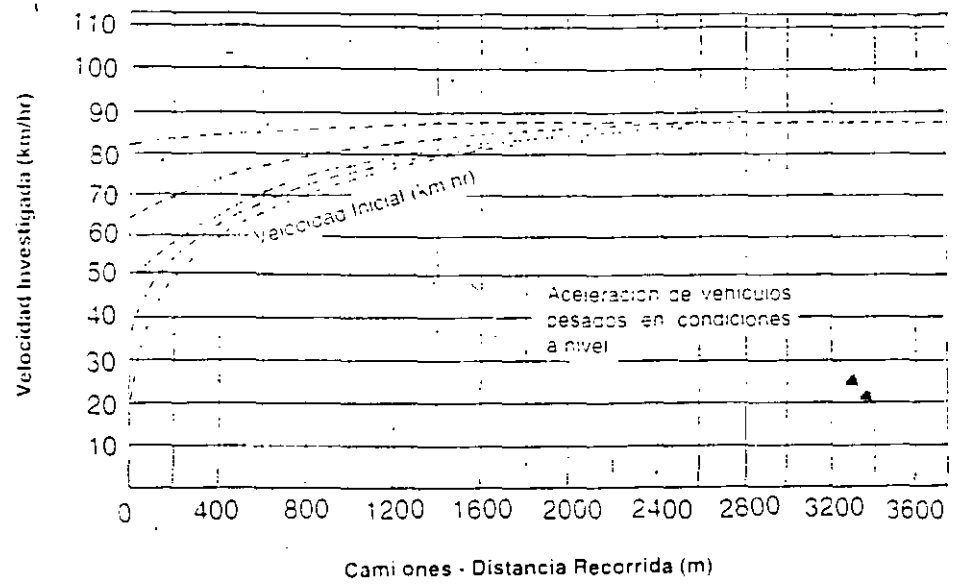
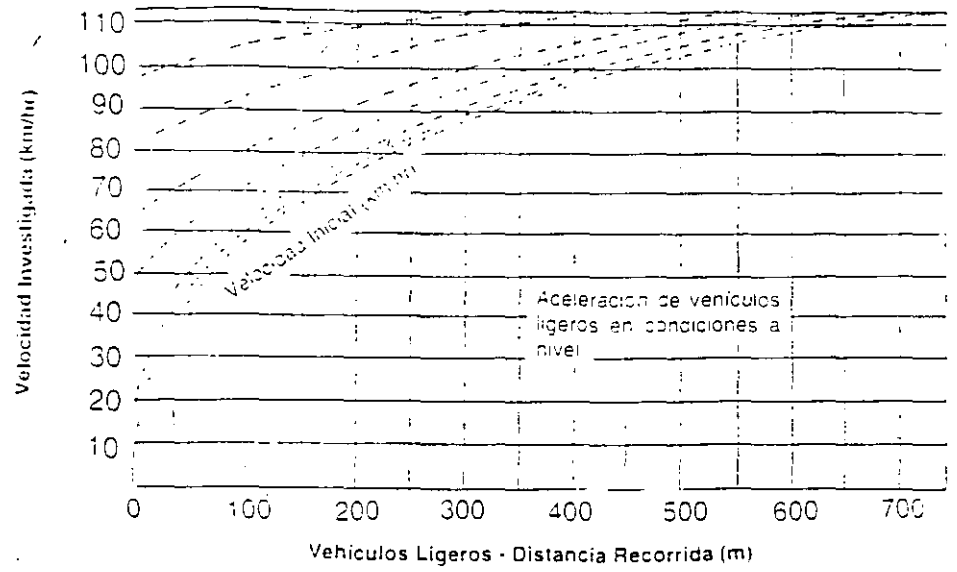


Figura 7-27 Curvas de aceleración.

distancia se determina a partir de la Tabla 7-4. A este tiempo se suman 2 segundos (J) y el valor resultante se multiplica por 0.35 de la velocidad de proyecto sobre la vía principal y se divide entre 3.6. El valor así obtenido es Q en la Figura 7-26. La letra h es igual a  $P-16-(0.63 \times 85\%$  de la velocidad de proyecto sobre la vía principal)-(la longitud del vehículo). La distancia de visibilidad requerida se obtiene al restar h de Q.

Los mismos comentarios realizados en la sección anterior son válidos cuando se presenten variantes al caso particular tratado en esta sección (por ejemplo, la existencia de pendiente en la intersección, la presencia de una faja separadora central de mayor anchura que la longitud del vehículo, etc). La Referencia 7-1 describe el procedimiento de cálculo que debe emplearse para distintas variantes del caso particular aquí presentado.

**008.D.06 Caso III.C - Vuelta a la Derecha Incorporándose a una Vía Principal.**- La Figura 7-22.C muestra un vehículo partiendo de una posición de alto total, el cual da vuelta a la derecha para incorporarse al flujo procedente de la izquierda. En este caso debe existir suficiente distancia de visibilidad entre los vehículos que dan vuelta a la derecha y los que provienen del lado izquierdo, para que los primeros completen la operación de vuelta y aceleren hasta una determinada velocidad antes de ser alcanzados. Normalmente esta velocidad se asume igual a 85% de la velocidad de proyecto de la vía principal.

La Referencia 7-1 describe en detalle el procedimiento de cálculo de esta distancia de visibilidad, para ciertas condiciones específicas que se asumen y para diferentes variantes del caso general considerado en esta sección.

Es la distancia de visibilidad anterior, comúnmente resulta de 30 cm a 1 m menor que la obtenida para el Caso III-B. Procedimientos similares a los descritos para los casos tratados anteriormente deben utilizarse para los casos que representen variantes al caso particular considerado en esta sección.

**008.D.07 Caso III.D - Distancia de Visibilidad en Intersecciones - Vehículo Detenido que Da Vuelta a la Izquierda desde una Vía Principal hacia una Carretera de Poca Importancia.**- En intersecciones a nivel ubicadas a lo largo de una carretera principal, donde los vehículos (circulando por carretera principal) que hacen alto, tienen posibilidad de dar vuelta a la izquierda a través del flujo en sentido opuesto de la vía principal, es necesario que exista suficiente distancia frontal de visibilidad que permita los conductores disponer de tiempo suficiente para dar vuelta a la izquierda y cruzar el carril del sentido opuesto antes de que un vehículo circulando en dicho sentido llegue a la



Velocidad (km/hr)	Distancia (m)	Ta (seg)
25	15	4.5
30	27	6.1
40	43	7.3
50	66	9.4
55	93	11.3
65	128	13.5
70	174	15.9
80	232	18.6
90	305	21.7
100	401	25.4
105	529	30.0
110	707	35.9

Tabla 7-4 Índice de aceleración para vehículos ligeros.

intersección. La Referencia 7-1 presenta una serie de ayudas y recomendaciones para calcular esta distancia de visibilidad.

**008.D.08 Caso IV - Control Semaforizado.**- Las intersecciones a nivel controladas mediante semáforos no requieren distancias de visibilidad para los distintos flujos vehiculares que se cruzan, ya que éstos se mueven en tiempos separados. Sin embargo, los riesgos de conflictos vehiculares derivados de situaciones irregulares tales como la violación de los semáforos, vueltas permitidas a la derecha con luz roja del semáforo, mal funcionamiento de los semáforos o uso de luces amarillo/rojo intermitentes, hacen recomendable proporcionar la distancias de visibilidad del Caso III.

Un requisito básico para intersecciones semaforizadas es que los conductores deben poder ver los semáforos con anticipación suficiente para actuar de acuerdo con la indicación del semáforo. En intersecciones semaforizadas que permiten vueltas a la derecha con luz roja del semáforo, la distancia de visibilidad de arranque para los vehículos que dan vuelta a la derecha, deberá determinarse con los métodos propuestos para el Caso III.C.

#### **008.E Efecto del Esviajamiento**

Cuando dos carreteras se cruzan en un ángulo considerablemente menor que  $90^{\circ}$  (por ejemplo, de  $60^{\circ}$ ) y no se justifica la modificación de alineamientos para incrementar dicho ángulo, deben ajustarse algunos factores utilizados en la determinación de la distancia de visibilidad en las esquinas de la intersección.

La Figura 7-28 muestra los triángulos de visibilidad en una intersección oblicua para los tres casos analizados anteriormente. En intersecciones correspondientes a los Casos I y II, las líneas de visibilidad A-B y B-C son más cortas y más largas de lo que serían en una intersección a  $90^{\circ}$ ; sin embargo, debido a que en estos casos los cálculos se basan en relaciones de velocidad y distancias a lo largo del camino, la distancia A-B no tiene sentido si el área dentro del triángulo, con lados  $d_A$  y  $d_B$ , medidos a lo largo del camino, se encuentra libre de obstrucciones.

Cuando las distancias de visibilidad en intersecciones oblicuas estén limitadas por obstrucciones, las distancias a y b, utilizadas en los cálculos (Caso II) deben medirse paralelamente a las carreteras como se muestra en la Figura 7-28.

- Para un cuadrante de la intersección donde se forma un ángulo obtuso, en que el ángulo entre la línea de visibilidad A-B y el camino de cualquiera de los dos vehículos es pequeño

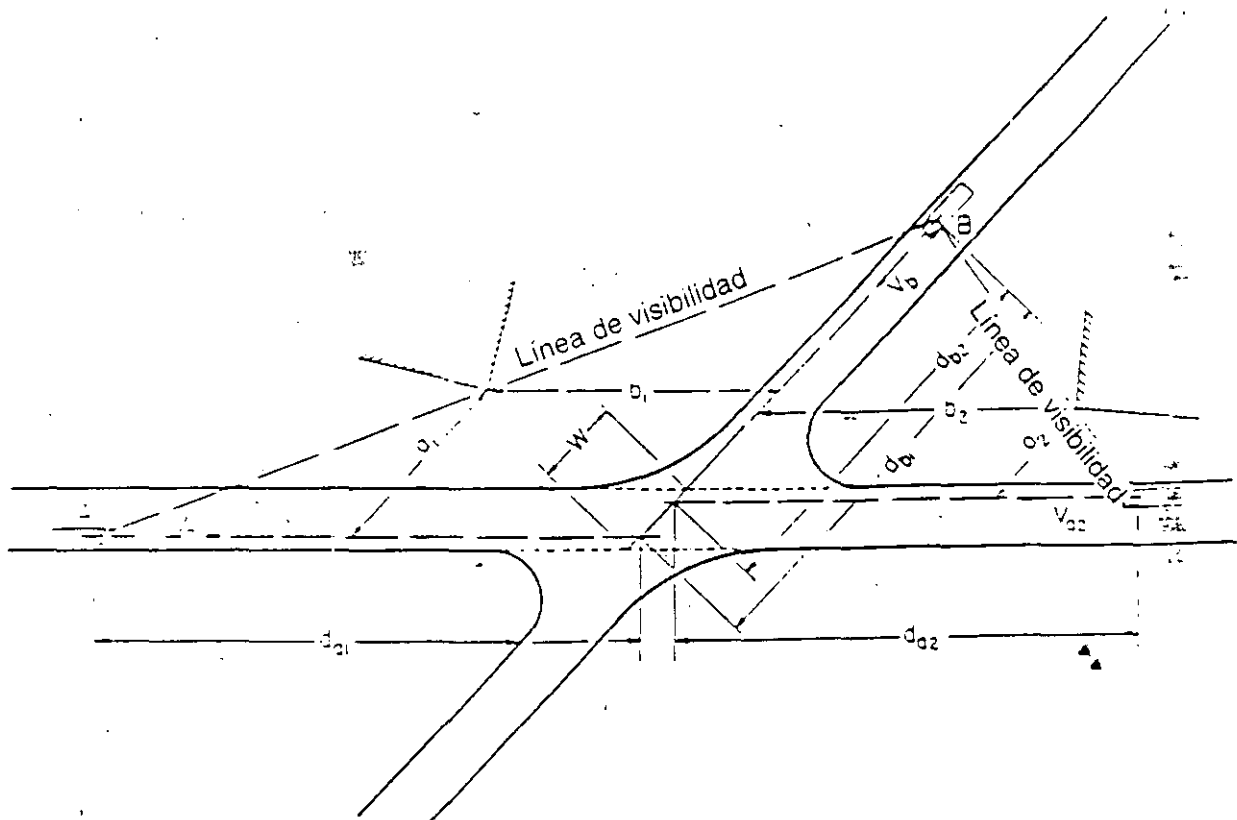


Figura 7-28 Distancia de visibilidad en intersecciones, efecto del esviajamiento

y los operadores de los vehículos pueden cubrir con la vista toda el área del triángulo de visibilidad con apenas una pequeña desviación de la mirada del camino.

-Para un cuadrante de la intersección donde se forma un ángulo agudo, el ángulo entre la línea de visibilidad B-C y el camino de cualquiera de los dos vehículos es grande y los conductores deben girar la cabeza considerablemente para poder ver a través del triángulo de visibilidad total. La dificultad para ver a los vehículos que se aproximan por la otra carretera, hace inadecuado aplicar los procedimientos correspondientes al Caso I, aún cuando el tránsito en ambas carreteras sea bajo. Por lo tanto, en intersecciones en ángulo oblicuo, deberán aplicarse los procedimientos correspondientes a los Casos II y III, proporcionando la distancia de visibilidad que resulte mayor.

Para el caso III, la distancia S es mayor para una intersección que forma un ángulo oblicuo que para una que forma un ángulo recto. En este caso, el ancho W del pavimento sobre la trayectoria del vehículo, que realiza la operación de cruce, es igual al ancho del pavimento dividido entre el lado del ángulo de la intersección. Aquí, la distancia d tiene que obtenerse a partir de la ecuación  $d = [V (J + ta)] / 3.6$ , y ta a partir de la Figura 7-24. La Tabla 7-4 presenta los valores de aceleración para automóviles.

#### 008.F Efecto de los Perfiles Verticales

La evaluación de distancias de visibilidad en intersecciones para el Caso II se basa en la distancia de parada requerida por un vehículo que circula en carreteras sin pendiente. Si una o más de las carreteras que inciden en la intersección tienen pendiente, deben realizarse los ajustes necesarios a la distancia de visibilidad. Un vehículo que desciende por una pendiente requiere mayor distancia para detenerse que en terreno plano; de la misma manera, un vehículo que sube por una pendiente requiere menos distancia para detenerse.

En el Título 2.02.03 se menciona el efecto de diferentes pendientes en la distancia de visibilidad de parada. Los análisis presentados en este capítulo indican que pendientes menores de 3% tiene poco efecto en esta distancia. Por lo tanto, la pendiente de las carreteras que inciden en una intersección no debe exceder 3%, a menos que existan distancias de visibilidad mayores que el mínimo valor de este parámetro. Aún en casos en que existan grandes distancias de visibilidad, la pendiente de los caminos que inciden en una intersección no debe ser mayor de 6%.

En el Caso III, la pendiente transversal de la carretera principal es por lo general tan pequeña que su efecto puede despreciarse; sin embargo, cuando la curvatura de la carretera principal requiere sobreelevación, la pendiente

transversal que tiene que cruzar el vehículo puede ser significativa, lo cual obligará a incrementar la distancia de visibilidad sobre la carretera principal.

El efecto de la pendiente en la aceleración puede expresarse mediante el factor de ajuste del tiempo  $t_a$  que se muestra en la Tabla 7-5 para diferentes pendientes. A su vez, el tiempo  $t_a$  ajustado es el que deberá utilizarse en la ecuación  $d = [V (J + t_a)] / 3.6$ , para determinar la distancia de visibilidad requerida para la condición de cruce prevaeciente.

#### **008.G Distancia de Visibilidad en los Extremos de Rampas**

Los puntos de conexión de las rampas de los entronques con las vialidades secundarias son intersecciones a nivel y como tales deben proyectarse de acuerdo con los criterios de diseño correspondientes, dando atención particular a las distancias de visibilidad. La Referencia 7-1 trata con detalle el cálculo de distancias de visibilidad para algunos casos de relativa importancia.

### **CAPITULO 009 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA EN INTERSECCIONES DE CAMINOS EN CURVA**

#### **009.A Consideraciones Generales**

El procedimiento para calcular la distancia de visibilidad de parada tratado en el Título 2.02.03 para tramos carreteros es también aplicable a curvas de intersecciones con la misma velocidad de proyecto. La Tabla 7-6 resume los valores obtenidos para velocidades de proyecto de 15, 25, 30, 40 y 55 km/h, aplicando los mismos procedimientos del Título 2.02.03, considerando un tiempo de frenado de 2.5 seg y coeficientes de fricción que varían entre 0.44 y 0.34. Estos valores son los mínimos que deben proporcionarse en todos los puntos de la curva en una intersección. Deben utilizarse como elementos de control tanto en el diseño del alineamiento horizontal como vertical.

#### **009.B Control Vertical**

La longitud de las curvas verticales debe determinarse de la misma manera que para tramos carreteros, con base en la distancia de visibilidad medida desde los ojos del conductor situados a una altura de 1.07 m, hasta un objeto con una altura de 0.15 m. En este caso, son aplicables directamente, las fórmulas referentes a curvas verticales en cresta del Título 2.02.03.

La Figura 7-29 y la Tabla 7-7 muestran la relación entre la velocidad de proyecto, la diferencia algebraica de pendientes y la longitud de la curva vertical en cresta para proporcionar la distancia de visibilidad de parada requerida.

Vehículo de Proyecto	Relación entre el tiempo de aceleración en Pendiente y el Tiempo de Aceleración en Sección a Nivel.				
	Pendiente Transversal (porcentaje)				
	-4	-2	0	+2	+4
DE-335	0.7	0.9	1.0	1.1	1.3
DE-610	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3
DE-1525	0.8	0.9	1.0	1.2	1.7

**Tabla 7-5 Efecto de la pendiente sobre el tiempo de aceleración en intersecciones.**

Velocidad de Proyecto (km/hr)	15	25	30	40	50	55	65
Distancia de Visibilidad de Parada (m)	15	23	38	76	61	69-76	84-99

**Tabla 7-6 Distancia de visibilidad de parada en curvas de intresecciones.**

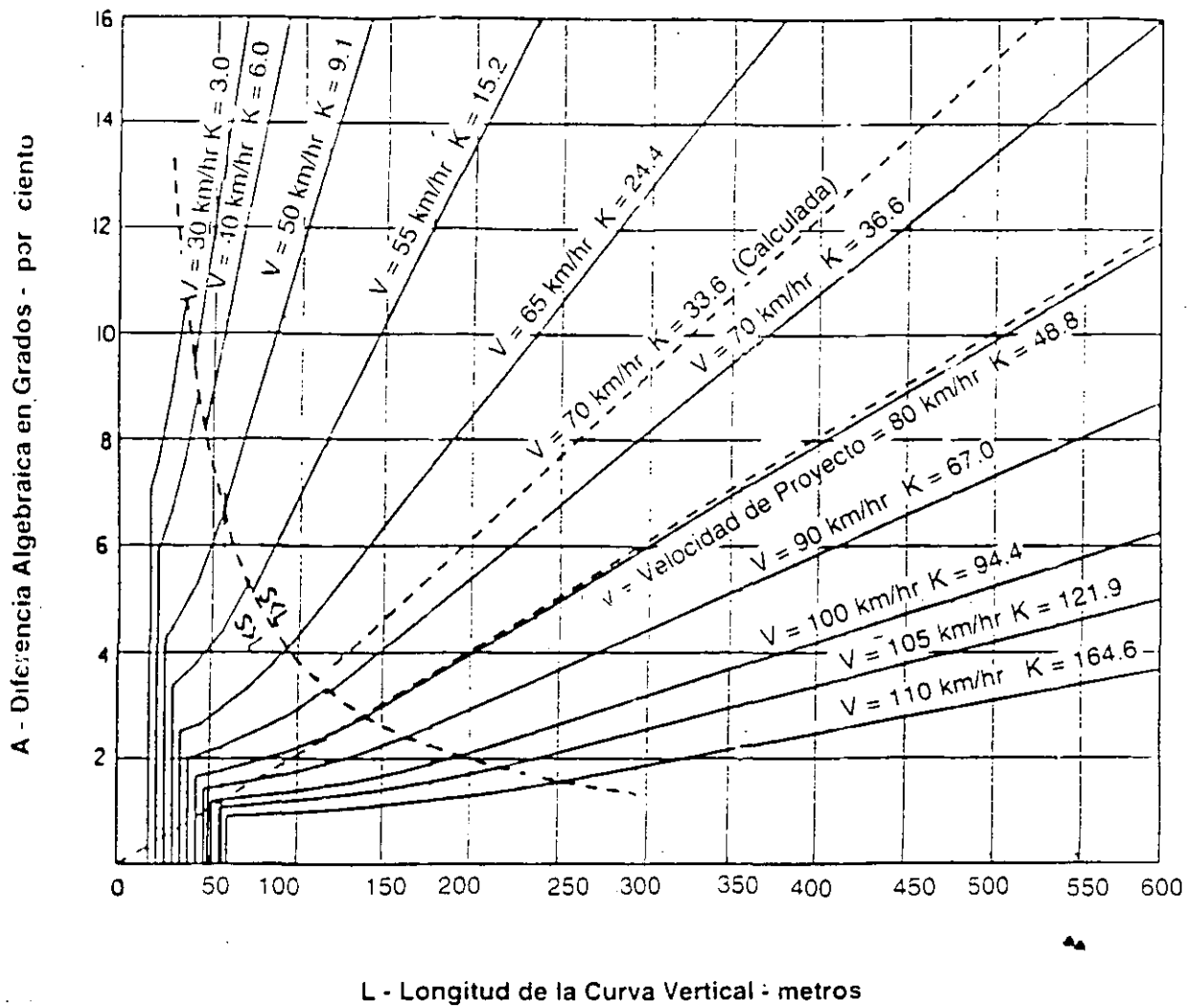


Figura 7-29 Controles de diseño para curvas verticales en cresta (distancia de visibilidad de parada en condiciones de camino abierto)



Velocidad de Proyecto (km/hr)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	K = Índice de Curvatura Vertical Longitud (m) como Porcentaje de A	
		Calculado	Redondeado
30	38 - 38	2.6	3 - 3
40	46 - 46	4.4 - 4.9	5 - 5
50	61 - 61	7.2 - 8.8	8 - 9
60	69 - 76	10.9 - 14.1	11 - 15
65	84 - 99	16.3 - 22.5	17 - 23
70	99 - 122	23.3 - 33.6	24 - 34
80	122 - 145	32.5 - 48.8	33 - 49
90	137 - 168	42.8 - 66.2	43 - 67
100	160 - 198	57.7 - 92.1	58 - 93
105	168 - 221	69.2 - 120.2	70 - 121
110	191 - 259	86.2 - 161.8	87 - 162

**Tabla 7-7 Controles de diseño para curvas verticales en cresta para proporcionar la distancia de visibilidad de parada.**

Las mismas longitudes mínimas anteriores deben utilizarse en curvas verticales en columpio, ya que el criterio tradicional de considerar la distancia que alumbró el haz de luz de los faros de los automóviles no tiene sentido debido a la curvatura.

#### **009.C Control Horizontal**

La línea de visibilidad sobre la parte interna de la curva horizontal, libre de obstrucciones, debe ser tal que la distancia medida sobre el arco a lo largo de la trayectoria del vehículo sea igual o exceda las distancias de visibilidad en la Tabla 7-6. La Figura 7-30 proporciona la distancia mínima "m" libre de obstrucciones para diferentes velocidades de proyecto y radios del borde interno de la calzada. Tanto la posición de los ojos del conductor como la del objeto observado se consideran a una distancia de 1.80 m desde el borde interno de la calzada.

### **CAPITULO 010 DISEÑOS PARA EVITAR EL ACCESO EQUIVOCADO**

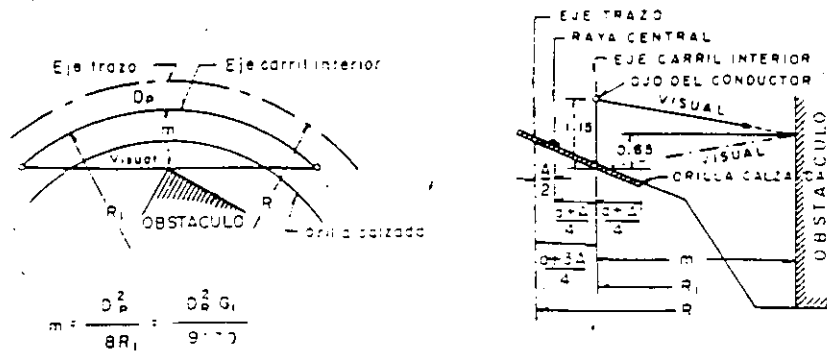
Un problema de los entronques a desnivel es la posibilidad de que los conductores que circulan por la vía que cruza la carretera principal, ingresen en sentido contrario a las rampas de salida a pesar de que exista señalamiento. Por lo tanto, la intersección debe proyectarse para evitar estos peligros potenciales. Como se muestra en las Figuras 7-31 y 7-32, las entradas erróneas pueden evitarse con intersecciones de ángulo muy cerrado entre el borde izquierdo de la rampa (al llegar al cruce con la calle transversal) y el borde derecho de la calle transversal. Esta geometría permite utilizar isletas para canalizar el tránsito correctamente e instalar señales y/o proporcionar fajas separadoras centrales para evitar movimientos equivocados.

El señalamiento vertical y horizontal son elementos efectivos que ayudan a evitar el ingreso en sentido contrario en determinados accesos. El señalamiento debe ser congruente con lo indicado en la Referencia 7-3.

### **CAPITULO 011 SOBREELEVACION DE CURVAS EN INTERSECCIONES**

#### **011.A Consideraciones Generales de Proyecto**

Los criterios generales que controlan los valores máximos de la sobreelevación en tramos carreteros convencionales (presentados en el Título 2.02.03) también se aplican a curvas en intersecciones. La máxima sobreelevación en intersecciones es de 0.10 m/m. La Tabla 7-8 muestra una serie de valores de sobreelevación sugeridos en relación con la velocidad de proyecto y el radio de la curva considerada. En general, deben utilizarse valores medios o valores en el tercio superior de cada rango de la Tabla 7-8. La



$$m = \frac{D_p^2}{8R_1} = \frac{D_p^2 G_1}{9.110}$$

$$R_1 = R - \frac{a + 3A}{4} \quad G_1 = \frac{1146}{R_1}$$

a - ancho de la calzada en tangente  
 A - ampliación en la curva  
 D<sub>p</sub> - distancia de visibilidad de parada

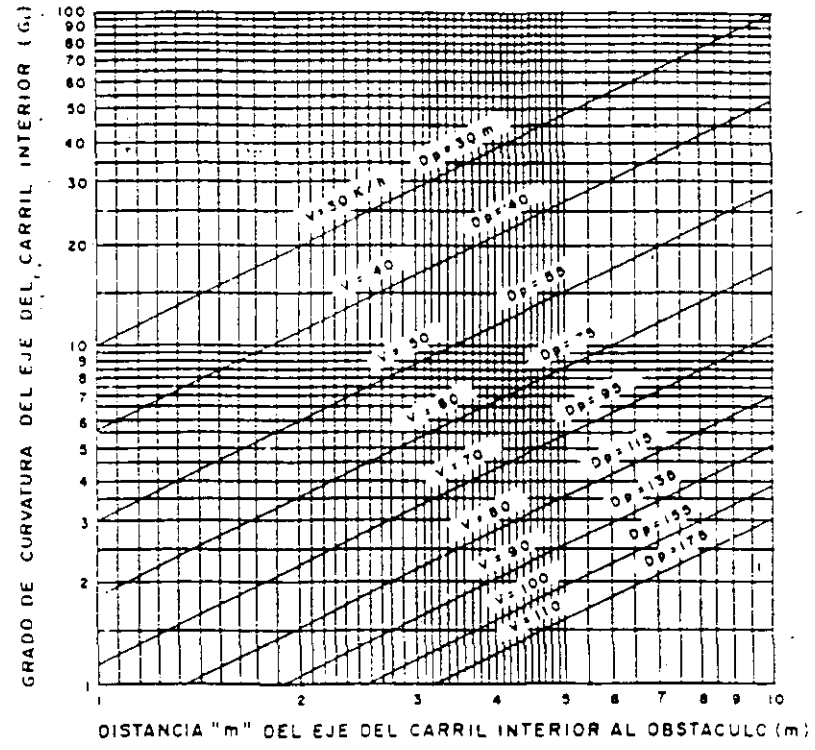


Figura 7-30

Distancia mínima a obstáculos laterales en curvas horizontales para proporcionar la distancia de visibilidad de parada.

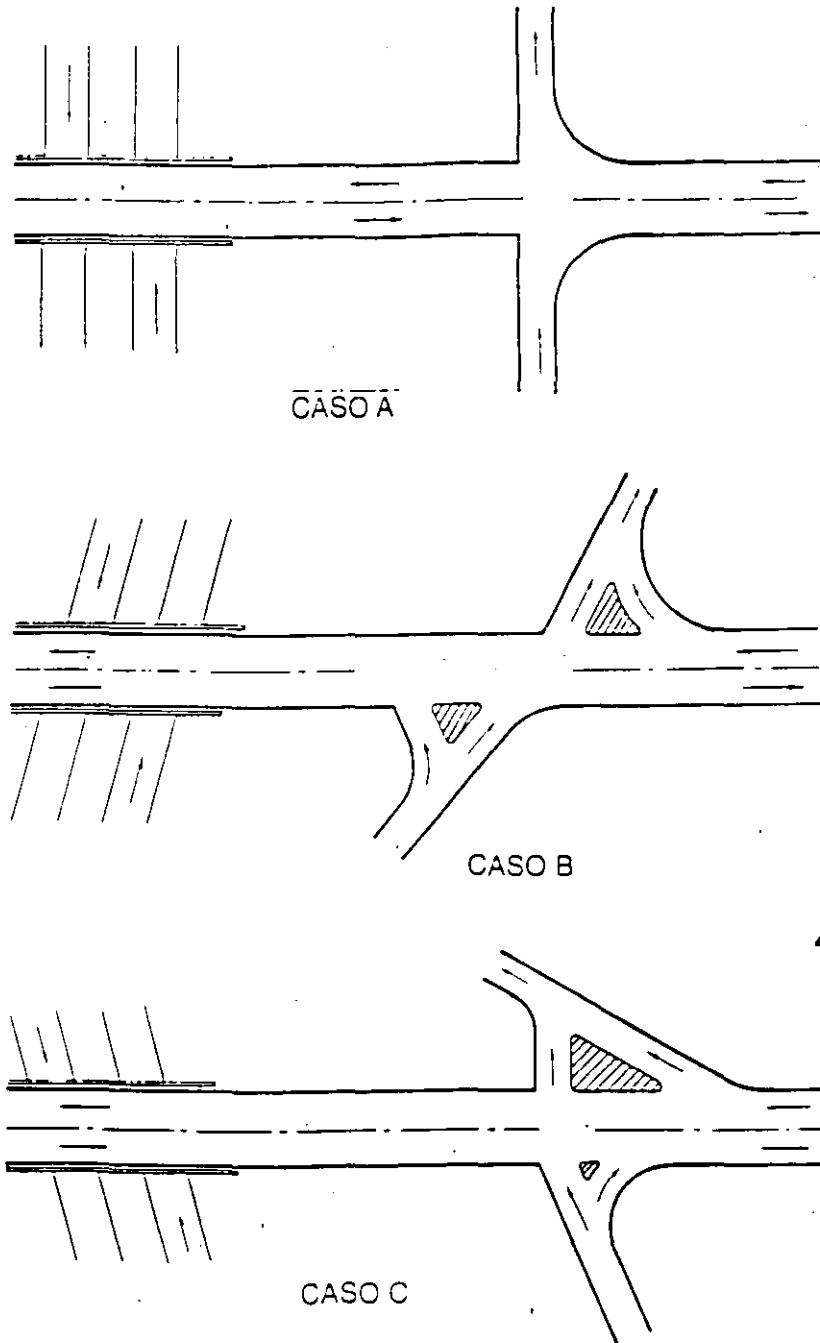


Figura 7-31 Diseños de caminos transversales para desalentar entradas equivocadas

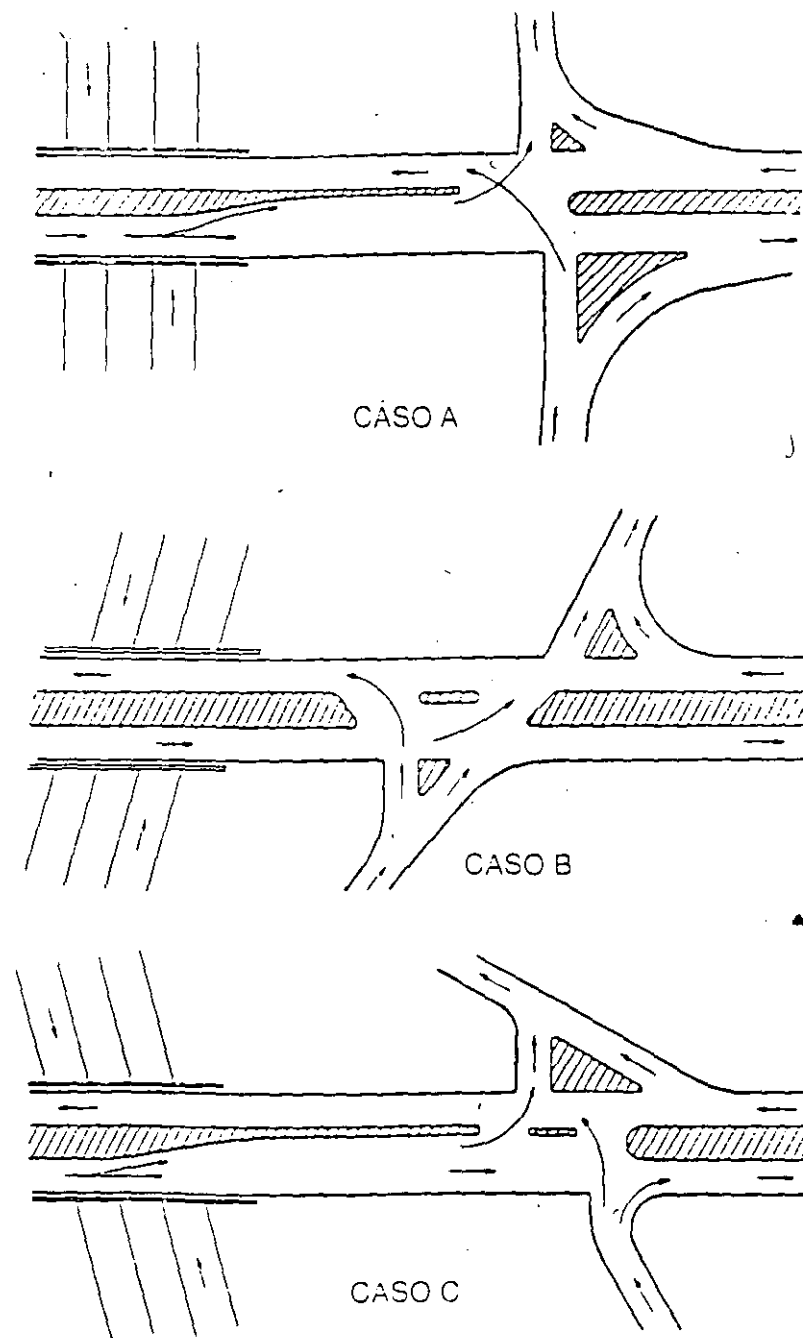


Figura 7-32 Diseños de caminos transversales divididos para desalentar entradas equivocadas

Radio (m)	Grado de Curvatura	Rango del Índice de Sobreelevación para Curvas en Intersecciones con Velocidad de Proyecto (km/hr) de:					
		25	30	40	50	60	65
15	75.1	.02-.10	-	-	-	-	-
27	41.8	.02-.07	.02-.10	-	-	-	-
46	25.0	.02-.05	.02-.08	.04-.10	-	-	-
70	16.3	.02-.04	.02-.06	.03-.08	.06-.10	-	-
95	12.1	.02-.03	.02-.04	.03-.06	.05-.09	.08-.10	-
131	8.7	.02-.03	.02-.03	.03-.05	.04-.07	.06-.09	.09-.10
183	6.3	.02	.02-.03	.02-.04	.03-.05	.05-.07	.07-.09
305	3.8	.02	.02-.03	.02-.03	.03-.04	.04-.05	.05-.06
457	2.5	.02	.02	.02	.02-.03	.03-.04	.04-.05
610	1.9	.02	.02	.02	.02	.02-.03	.03-.04
914	1.3	.02	.02	.02	.02	.02	.02-.03

Nota: Preferentemente use un índice de sobreelevación superior o el tercer rango indicado. En áreas donde nieva o el hielo es frecuente, use un índice de sobreelevación máximo de 0.08

**Tabla 7-8 Índice de sobreelevación para curvas en intersecciones.**

sobreelevación de 0.02 se considera un valor práctico mínimo para un drenaje transversal efectivo.

#### **011.B Desarrollo de la Sobreelevación**

Los mismos principios presentados en el Título 2.02.03 en relación con el desarrollo de la sobreelevación en tramos carreteros convencionales también se aplica en curvas en intersecciones. La Tabla 7-9 presenta los valores de cambio de la pendiente transversal que se recomiendan, en función de la velocidad de proyecto.

#### **011.C Desarrollo de la Sobreelevación en Salidas de Carreteras**

**011.C.01 Procedimiento General.**- En proyectos de ramales de salida, tanto el perfil como la pendiente transversal de la carretera, permanecen fijos. A medida que la curva de salida diverge de la carretera, el borde interior de la curva debe variar gradualmente de elevación con respecto a la orilla de la carretera. La Figura 7-33 muestra varias secciones que ilustran el método recomendable para desarrollar la sobreelevación de curvas de salida en carreteras, a partir de un tramo en tangente. En la sección B-B, se puede notar que la curva de salida empieza a ser más inclinada que la pendiente transversal del carril de la derecha de la carretera principal.

La Figura 7-34 ilustra el caso en que las vías que se bifurcan (la carretera principal y el rama) corresponden a curvas de dirección opuesta. La Referencia 7-1 presenta otros casos. Los criterios anteriores también son aplicables a ramas de entrada, con la particularidad de que, en este caso, la sobreelevación del rama debe terminar en las inmediaciones de la sección B-B.

**011.C.02 Diferencia Algebraica de Pendiente entre los Pavimentos del Rama y de la Carretera.**- Al inicio del ramal donde el pavimento de éste y el de la carretera principal todavía no se separan, pero ya tienen pendientes diferentes, el quiebre o diferencia algebraica de dichas pendientes no debe exceder los valores sugeridos en la Tabla 7-10, para diferentes velocidades de proyecto en el rama de salida (o de entrada).

### **CAPITULO 012 DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DEL TRANSITO**

Los dispositivos para el control del tránsito son necesarios para regular, prevenir y guiar a los conductores y son elementos fundamentales que incrementan la seguridad y la eficiencia de la operación vehicular en intersecciones. En la mayoría de las intersecciones puede utilizarse señalamiento, semáforos o una combinación de ambos.

Velocidad de Proyecto (km/hr)	25-40	50	65	80	90	100	105	110
-------------------------------	-------	----	----	----	----	-----	-----	-----

Pendientes relativas máximas para perfiles entre el borde de los dos carriles y la línea central (porcentaje)	0.71	0.67	0.58	0.50	0.47	0.45	0.41	0.40
---	------	------	------	------	------	------	------	------

Nota: La palabra "Máximo" es usada en lugar de "Proyecto" para tener mayor flexibilidad en seleccionar la máxima directamente de las curvas en intersecciones. El cambio de la pendiente transversal en caminos divididos con anchos de 7.3 m no debe exceder los índices contenidos en esta tabla.

**Tabla 7-9 Índice máximo de variación de la sobreelevación de la pendiente transversal para curvas en intersecciones.**



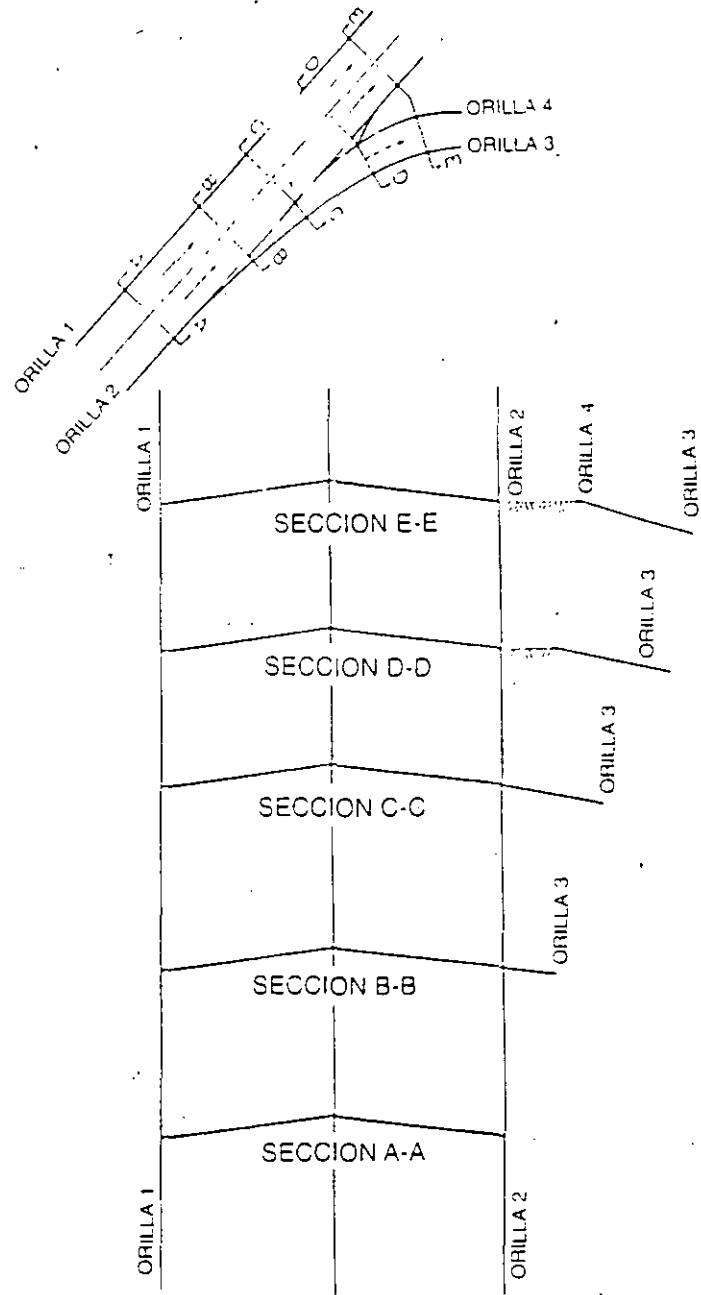


Figura 7-33 Desarrollo de la sobreelevación en los extremos de enlaces

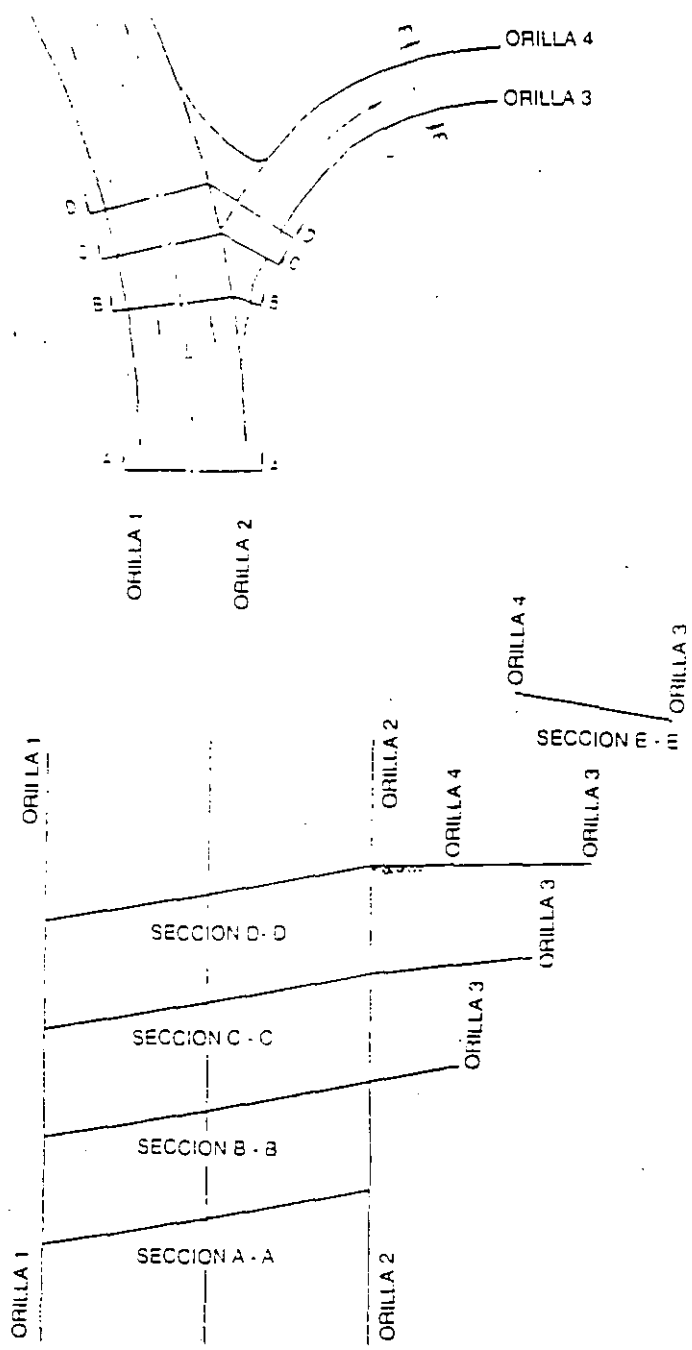


Figura 7-34 Desarrollo de la sobreelevación en los extremos de enlaces

<b>Velocidad de Proyecto para Salir o Entrar en Curvas (km/hr)</b>	<b>Diferencia Algebraica Máxima (porcentaje)</b>
25 y 30	5.0 a 8.0
40 y 50	5.0 a 6.0
60 ó más	4.0 a 5.0

**Tabla 7-10 Diferencia algebraica máxima entre la pendiente de la calzada del ramal y la carretera.**

En intersecciones que requieren dispositivos de control, es necesario considerar conjuntamente el proyecto geométrico, los análisis de capacidad, los volúmenes horarios vehiculares de proyecto y los controles físicos. La Referencia 7-3 presenta amplias recomendaciones en relación con el diseño, ubicación y justificación de la mayoría de estos dispositivos.

## CAPITULO 013 TIPOS GENERALES DE INTERSECCIONES

### 013.A Características Generales de Diseño

Las Figuras 7-35 y 7-36 presentan los tipos generales de intersecciones a nivel y su terminología. Las formas geométricas son: de tres ramas, de cuatro ramas y de ramas múltiples. Además, dentro de la clasificación, se incluyen variaciones sin canalizar, ampliadas y canalizadas. Los detalles y adaptaciones específicas de cada tipo general se presentaron en el Capítulo 003 de este Título.

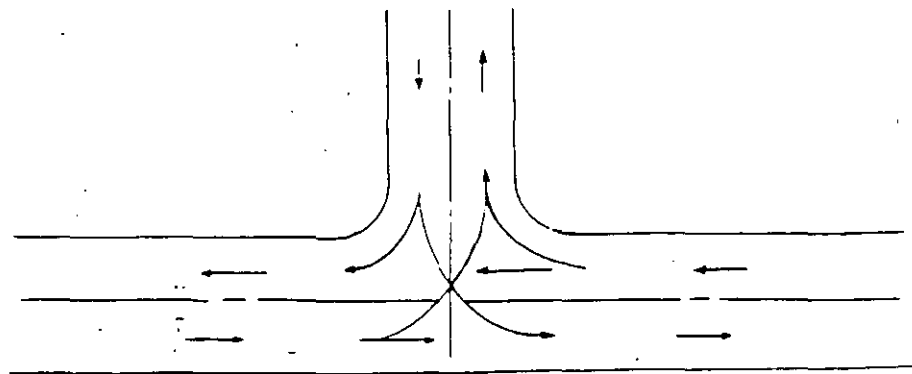
Hay muchos factores que entran en juego al elegir el tipo de intersección, sin embargo, los controles principales son el volumen horario de proyecto, la composición del tránsito y la velocidad de proyecto. De particular importancia es la magnitud de los flujos vehiculares que circulan de frente y que dan vuelta en la intersección.

En algunos casos hay que proporcionar, por razones de seguridad, instalaciones para dar vuelta a la izquierda si los volúmenes de tránsito son suficientemente grandes. La Tabla 7-11 presenta las condiciones de tránsito que conviene considerar cuando se proyectan estas facilidades. Considerando los volúmenes mostrados, las vueltas a la izquierda y a la derecha provenientes del camino de menor importancia pueden ser iguales, pero no mayores que las vueltas a la izquierda desde la carretera principal. Las Figuras 7-35 y 7-36 así como las Figuras 7-3 a 7-6 muestran algunos ejemplos de intersecciones que permiten alojar las vueltas a la izquierda.

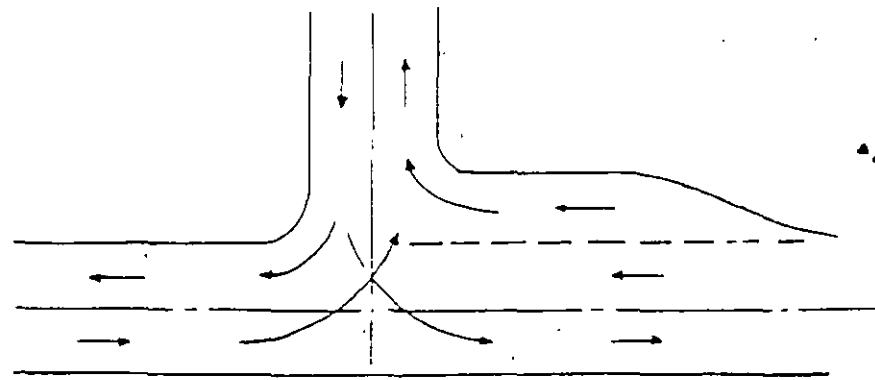
En general, el nivel de servicio, las características de proyecto de las carreteras que se cruzan, las condiciones físicas y el costo del derecho de vía son elementos que es necesario considerar conjuntamente al seleccionar el tipo de intersección.

Los movimientos que involucran camiones de carga muy grandes, necesitan mayores áreas en la intersección y accesos con pendientes menores que los requeridos cuando el tránsito está compuesto predominantemente por automóviles.

Las intersecciones a nivel deben limitarse de preferencia a no más de 4 ramas.



T - SIN CANALIZAR



T - CON CARRIL DE VUELTA A LA DERECHA

Figura 7-35 Tipos generales de intersecciones a nivel

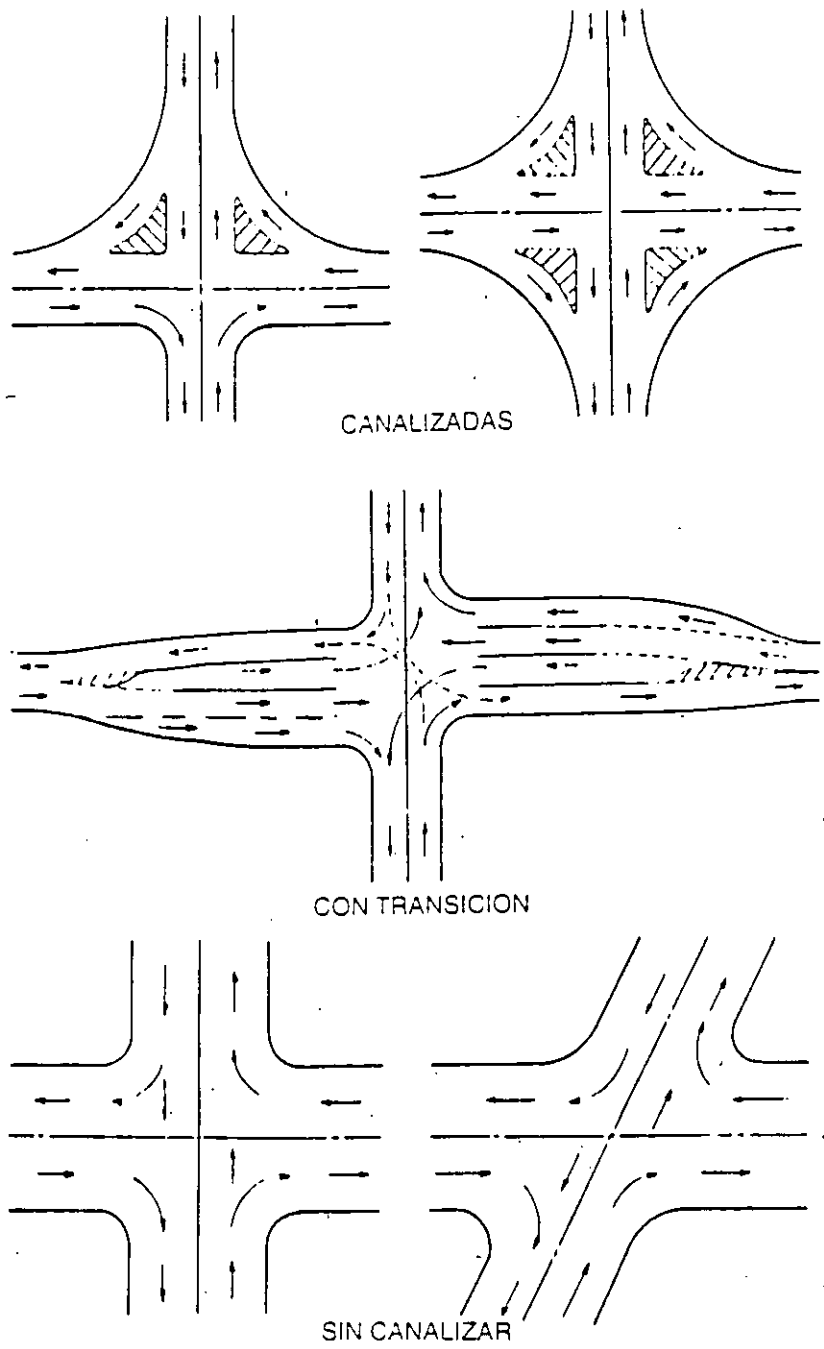


Figura 7-36 Tipos generales de intersecciones a nivel

Volúmenes de Tránsito en Sentido Contrario	Volúmenes de Tránsito del Sentido Donde se Requiere dar Vuelta Izquierda Porcentaje de Vueltas Izquierdas			
	5%	10%	20%	30%
<b>Velocidad de Marcha = 60 km/hr</b>				
800	330	240	180	160
600	410	305	225	200
400	510	330	275	245
200	640	470	250	305
100	720	515	390	340
<b>Velocidad de Marcha = 80 km/hr</b>				
800	280	210	165	135
600	350	260	195	170
400	430	320	240	210
200	550	400	300	270
100	615	445	335	295
<b>Velocidad de Marcha = 100 km/hr</b>				
800	230	170	125	115
600	290	210	160	140
400	365	270	200	175
200	450	330	250	215
100	505	370	275	240

**Tabla 7-11 Condiciones de tránsito para proporcionar instalaciones de vuelta izquierda en caminos de dos carriles.**

## CAPITULO 014 CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD EN INTERSECCIONES

Los conductores que salen de una carretera para dar vuelta en una intersección usualmente requieren reducir antes su velocidad. Por el contrario, cuando se incorporan a una carretera después de dar vuelta en una intersección, aceleran hasta alcanzar la velocidad de los vehículos que circulan en la carretera. Con el fin de minimizar los riesgos de colisión inherentes a estas operaciones, comúnmente se utilizan carriles de cambio de velocidad.

Un carril de cambio de velocidad es un carril auxiliar (incluyendo sus áreas de ampliación) que se construye primordialmente para la aceleración o desaceleración de los vehículos que ingresan o salen de una carretera. Los términos "carril de cambio de velocidad", "carril de aceleración" o "carril de desaceleración" se refieren a la anchura adicional que permite a los vehículos cambiar su velocidad para pasar de la velocidad de operación de la vía que abandonan, a la velocidad de operación de la vía a la que ingresan. Un carril de cambio de velocidad debe ser suficientemente ancho y largo para que los conductores pueden ajustar su velocidad acelerando o desacelerando según les convenga, antes de ingresar a la vialidad a la que desean incorporarse.

De las observaciones y la experiencia, se puede concluir lo siguiente en relación con los carriles de cambio de velocidad:

1. Los carriles de cambio de velocidad se justifican en carreteras de alta velocidad con volúmenes de tránsito elevados, donde los vehículos que entran o salen requieren modificar su velocidad.
2. No todos los conductores utilizan los carriles de cambio de velocidad de la misma manera; algunos aprovechan poco la longitud disponible. Sin embargo, se ha observado que su utilización es suficiente para mejorar la seguridad y operación de una carretera.
3. El uso de los carriles de cambio de velocidad varía con el volumen de tránsito. La mayoría de los conductores los utilizan cuando los flujos vehiculares son importantes.
4. Los carriles de cambio de velocidad que cuentan con una zona larga de ampliación gradual (transición) se ajustan mejor al comportamiento de los conductores.
5. Los carriles de desaceleración en los accesos de las intersecciones a nivel que también funcionan como carriles de almacenaje para el tránsito que da vuelta son particularmente



convenientes y la experiencia con ellos ha sido generalmente favorable. Estos carriles reducen los riesgos e incrementan la capacidad.

#### **CAPITULO 015 OTROS ASPECTOS ADICIONALES**

La Referencia 7-1 presenta algunas recomendaciones con un enfoque particularmente dirigido a las intersecciones a nivel. Dentro de estos aspectos se cuentan: el uso de fajas separadoras centrales, vueltas a la izquierda indirectas y vueltas indirectas en U, carriles continuos para dar vuelta a la izquierda, carriles auxiliares, iluminación y cruces de carreteras con vías férreas.

Los cruces de carreteras con vías férreas, deben tratarse como cualquier intersección entre carreteras; pueden ser a nivel o a desnivel. Los elementos horizontal y vertical de una carretera que se aproxima al cruce a nivel de una vía férrea, deben construirse de tal manera que los conductores no distraigan su atención de la carretera. De preferencia, la carretera debe cruzar a las vías en ángulo recto y no existir intersecciones aledañas al cruce, ni otras carreteras. Un esquema de este tipo mejora la visibilidad del conductor y reduce movimientos conflictivos de los vehículos en el cruce. También es deseable que el cruce se efectúe, hasta donde sea posible, en terreno plano ya que se consiguen distancias de visibilidad más grandes y mejores condiciones de maniobrabilidad, aceleración y frenado. Las curvas verticales deben ser de suficiente longitud para asegurar una visibilidad adecuada del cruce. Conviene que el proyecto geométrico del cruce se haga conjuntamente con el de los dispositivos de advertencia. Estos últimos pueden ser pasivos como el señalamiento vertical y horizontal convencionales o activos como las luces intermitentes y las barreras automáticas. En general, los dispositivos seleccionados deben ser congruentes con lo establecido en la Referencia 7-3. Proporcionar distancias de visibilidad adecuadas es de primordial importancia en los cruces donde no existan dispositivos que se activen ante la aproximación del tren. La Referencia 7-1 presenta los criterios y procedimientos que deben aplicarse para proyectar distancias de visibilidad adecuadas.

#### **CAPITULO 016 REFERENCIAS**

- 7-1. AASHTO, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, Washington, AASHTO, 1990.
- 7-2. Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, Special Report No. 209*, Washington, National Academy of Sciences, National Research Council, 1985.

- 7-3. Dirección General de Servicios Técnicos, *Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras*, Subsecretaría de Infraestructura, Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), México, 1986.

N O R M A S    S . C . T .  
LIBRO 2  
P R O Y E C T O  
PARTE 2.02.02  
PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

TITULO 02.02.08  
PASOS Y ENTRONQUES A DESNIVEL

## CAPITULO 001 INTRODUCCION

Se llama paso a desnivel a la zona donde se cruzan dos ó más vías terrestres, en planos de distinta elevación, por las que se puede transitar simultáneamente. Entronque a desnivel se refiere a la zona donde dos ó más caminos se comunican entre sí, utilizando uno o varios pasos a desnivel y permitiendo el intercambio de tránsito a diferentes niveles.

Es evidente que el mayor grado de eficiencia, seguridad y capacidad se logran cuando las corrientes de tránsito se cruzan a distinto nivel. El proyecto de un determinado paso o entronque a desnivel está condicionado por diversos factores entre los cuales están la clasificación de los caminos, carácter y composición del tránsito, velocidades de proyecto, y el mayor y menor grado que exista en el control de accesos.

Cada entronque debe estudiarse de manera individual desarrollando varias alternativas de proyecto que permitan determinar la configuración geométrica y estructural más adecuada para alojar los flujos de tránsito y de peatones que se estima cruzarán por el área de la intersección.

Los tipos básicos de entronques a desnivel se muestran en la Figura 8-1. Cada tipo puede variar considerablemente en tamaño y en eficiencia. El número posible de combinaciones de los distintos tipos puede conducir a soluciones tan diversas que difícilmente podrían tratarse todas ellas en el cuerpo de estas Normas.

## CAPITULO 002 JUSTIFICACION DE PASOS Y ENTRONQUES A DESNIVEL.

### 002.A Factores a Considerar.

Los entronques y pasos a desnivel pueden ser útiles y adaptables para resolver muchos problemas que se presentan en intersecciones, sin embargo, debido a su alto costo inicial su uso debe limitarse a la eliminación de sobrecostos de operación del transporte, y a la corrección de situaciones peligrosas, principalmente. Existen sin embargo, otros factores que hay que considerar para justificar la construcción de un paso o de un entronque a desnivel. Entre los cuales, están los siguientes:

**002.A.01 Características de Operación.-** La decisión de establecer el control total de accesos en una carretera, constituye una condición que obliga, necesariamente, a resolver las intersecciones con otros caminos mediante pasos o entronques a desnivel. Tomada la decisión, deberán llevarse a cabo estudios para determinar qué intersecciones requieren entronques y cuáles deberán ser suprimidas, de acuerdo con la importancia de los volúmenes de tránsito y particularmente, del número de camiones de carga.

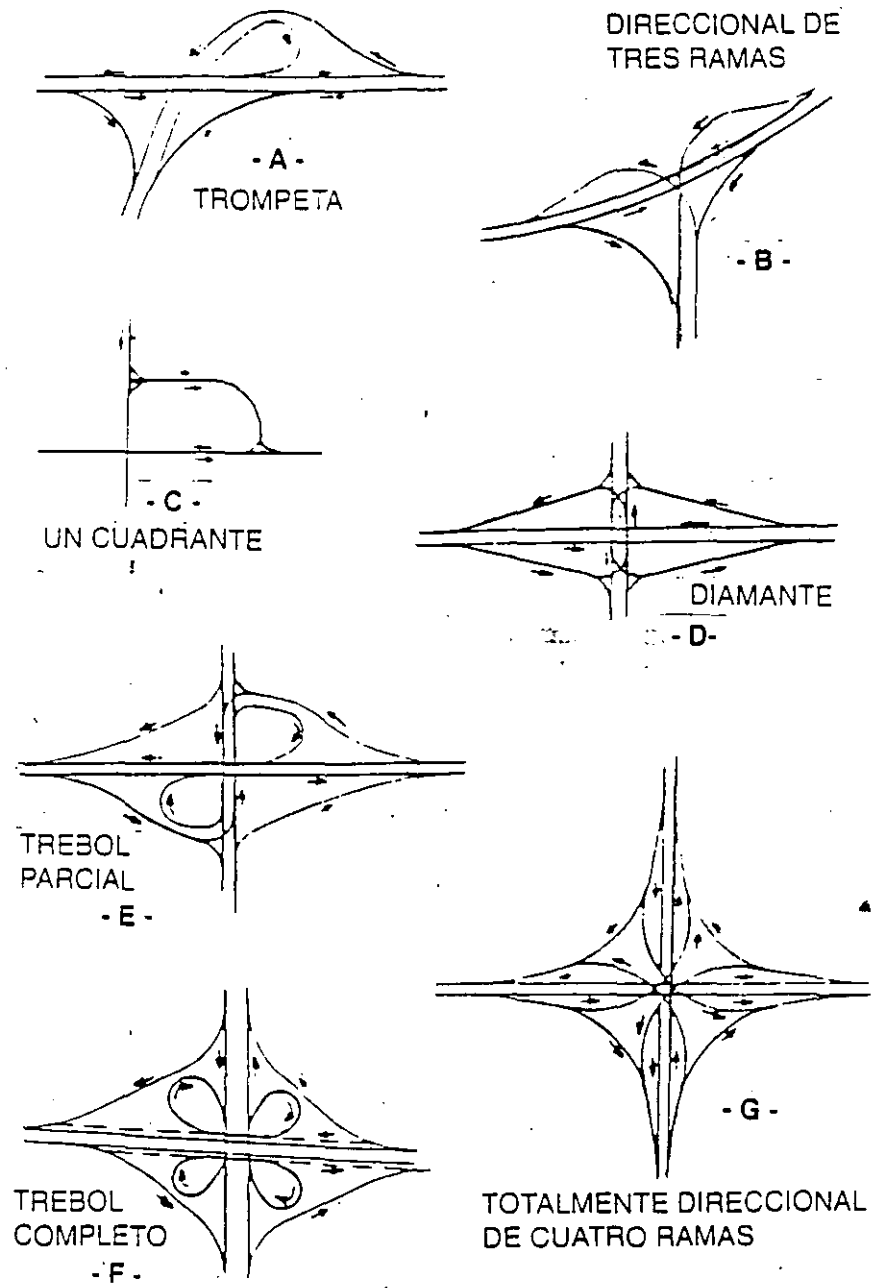


Figura 8-1 Tipos de entronques

**002.A.02 Eliminación de Condiciones Peligrosas.-** Algunas intersecciones registran índices muy altos de accidentes de tránsito cuya reducción no es posible lograr con los métodos convencionales de señalamiento, semaforización o mejoras geométricas de la intersección. En esos casos, puede justificarse la construcción de un paso o entronque a desnivel.

**002.A.03 Eliminación de Cuellos de Botella.-** La falta de capacidad de intersecciones a nivel puede ocasionar congestionamientos de tránsito intolerables en cualquiera de los accesos de la intersección. La condición anterior, puede justificar la construcción de una obra a desnivel, siempre y cuando no existan restricciones importantes del derecho de vía.

**002.A.04 Topografía del Lugar.-** La separación de niveles en algunos sitios es la única solución económicamente factible cuando las condiciones de la topografía son de tal naturaleza que hacen físicamente imposible construir otro tipo de intersecciones, sin incurrir en altos costos de construcción.

**002.A.05 Costos de Operación.-** Los sobrecostos de operación por consumo excesivo de combustible, llantas, reparaciones, tiempo y accidentes, pueden adquirir enorme relevancia cuando se presentan altos volúmenes de tránsito con porcentajes importantes de camiones en la corriente de tránsito.

Aunque los entronques implican distancias de recorrido un poco mayores que en los cruces directos a nivel, el costo adicional que resulta es mucho menor que el costo provocado por la saturación vehicular. En cualquier caso, la decisión debe estar respaldada por un análisis económico que considere conjuntamente los costos de construcción, conservación y operación.

**002.A.06 Volúmenes de Tránsito.-** La intensidad de los flujos de tránsito en una intersección es uno de los requisitos más tangibles para justificar un paso o un entronque a desnivel, particularmente cuando exceden la capacidad de la intersección.

## **CAPITULO 003 PASOS A DESNIVEL.**

### **003.A Tipos de Pasos a Desnivel.**

Los pasos a desnivel pueden ser de dos tipos:

1. Pasos superiores, son aquellos en que el camino pasa arriba de otra vía de comunicación terrestre.
2. Pasos inferiores, son aquellos que pasan por abajo de otra vía de comunicación terrestre.

### **003.B Criterios para Elegir las Estructuras de Pasos a Desnivel.**

La estructura de separación de niveles debe adaptarse a los alineamientos horizontal y vertical, así como a la sección transversal de las vías que se cruzan, ya que la estructura debe subordinarse al camino y no el camino a la estructura.

El tipo de estructura que mejor se adapta a un paso a desnivel, es aquella que proporciona los conductores una sensación de restricción casi imperceptible. Cuando los conductores no se percatan de la estructura sobre la que están circulando, su comportamiento es semejante al de otros puntos de la carretera, siendo poco probable que se produzcan cambios erráticos de dirección o de velocidad.

Por otro lado, debido a que es virtualmente imposible dejar de notar la estructura, deberá hacerse cualquier esfuerzo para que el proyecto se adapte al entorno de una manera agradable y funcional y no distraiga la atención de los conductores.

La estructura de un paso a desnivel deberá ser congruente con el alineamiento; el perfil y la sección transversal de los caminos.

La anchura de las estructuras deberá ser cuando menos igual a la anchura conjunta de la calzada y los acotamientos de la carretera con el fin de que los conductores tengan una sensación de amplitud al cruzar el paso a desnivel.

En puentes muy largos, particularmente aquellos de claros muy grandes, donde los costos por unidad de superficie son más altos que en los puentes cortos, pueden aceptarse anchuras libres menores que la ideal, sin embargo, el costo, aisladamente, no debe ser el único factor que gobierne la determinación de la anchura de la estructura. Deberán considerarse también otros factores como las características del tránsito, la seguridad, posibles contingencias y en especial las relaciones beneficio-costos de las posibles alternativas.

### **003.C Condiciones que Gobiernan el Proyecto.**

Las condiciones que gobiernan el proyecto de los pasos a desnivel caen usualmente en alguno de los tres casos siguientes: 1) la influencia de la topografía es predominante y el proyecto debe adaptarse a ella; 2) la topografía no favorece a ningún proyecto en particular y 3) las especificaciones relativas al alineamiento horizontal y vertical de uno de los caminos son suficientemente importantes para no subordinarlas a la topografía y

probablemente para elegir un proyecto que no se ajuste a ella.

Como regla general, el proyecto que mejor se adapta a la topografía existente será el más agradable y el más económico de construir y mantener. La excepción a esta regla se presenta cuando debe darse preferencia al camino principal donde el tránsito puede ser tan intenso y con un porcentaje tan alto de vehículos pesados, que deban evitarse los columpios y crestas en su alineamiento vertical, el cual sufrirá solo ligeros ajustes para ayudar a que el camino secundario se adapte a la topografía.

### **003.D Criterios para Elegir el Tipo de Paso a Desnivel.**

**003.D.01 Condiciones del Tránsito.-** Existe cierta ventaja para el tránsito que circula por un paso inferior porque los conductores advierten fácilmente la presencia de la estructura; ésta hace más evidente el camino del nivel superior y previene con anticipación la existencia de una intersección.

**003.D.02 Aspecto Estético.-** En cuanto al aspecto estético, es mejor elaborar un proyecto en donde el camino más importante sea el superior. Es posible así, tener una visión amplia desde lo alto de la estructura y sus accesos; además, los conductores tienen solo una sensación mínima de restricción.

**003.D.03 Tipo de Terreno.-** En terreno montañoso o en lomerío pueden obtenerse pasos superiores para el camino principal, solamente con un alineamiento horizontal forzado y un perfil ondulado. Cuando un paso superior tiene pendientes fuertes en el camino principal, se requieren curvas verticales más largas para tener la distancia de visibilidad adecuada. Cuando no haya ventajas apreciables entre ambos, debe preferirse el tipo que proporcione la mayor distancia de visibilidad en el camino principal.

**003.D.04 Desarrollo por Etapas.-** Un paso superior ofrece las mejores posibilidades para la construcción por etapas, tanto del camino como de la estructura, sin que la inversión original sufra perjuicios apreciables. Ampliando lateralmente tanto la estructura como el camino, o construyendo una estructura separada para un camino dividido, se llega al proyecto definitivo aprovechando el proyecto inicial.

**003.D.05 Problemas de Drenaje.-** Algunos problemas de drenaje pueden eliminarse llevando el camino principal por arriba de la estructura sin alterar la pendiente del camino secundario. En algunos casos, el solo problema del drenaje puede ser razón suficiente para elegir un paso superior para el camino principal, especialmente porque puede evitarse la instalación de equipo automático de bombeo.



**003.D.06 Aspectos Estructurales.-** Cuando el problema de la topografía es secundario y uno de los caminos tiene que bajarse y el otro elevarse, debe considerarse en el análisis el tipo de estructura más conveniente. Como el camino principal generalmente es el más ancho, un paso superior requerirá una o varias estructuras con anchuras mayores y claros menores que como paso inferior, aunque en este último caso puede tener dos claros más cortos con una pila intermedia. Para el mismo tipo de estructura, es preferible el cruce que tenga el menor claro, pero cuando son varios los tipos que pueden adaptarse la elección dependerá del costo.

**003.D.07 Adaptación a los Caminos.-** Un paso inferior puede ser más ventajoso cuando el camino principal puede construirse ajustándose al terreno natural sin cambios bruscos de pendiente. Cuando las anchuras de los caminos son muy distintas, el menor volumen de terracerías que requiere el paso inferior hace que este proyecto sea el más económico. El camino secundario generalmente se construye con especificaciones más bajas que las del camino principal, sus pendientes pueden ser mayores y las distancias de visibilidad menores, lo cual resulta en economías de terracerías y de pavimento.

**003.D.08 Condiciones de la Zona.-** La elección de un paso inferior en un sitio particular, no está determinada por las condiciones del lugar, sino por el proyecto del camino considerado en su totalidad. La separación de niveles que forma parte de un viaducto construido abajo del nivel del piso cerca de zonas urbanas o arriba del nivel general de las calles adyacentes son buenos ejemplos de aquellos casos en que la decisión acerca de la localización de cada estructura está subordinada al proyecto general.

**003.D.09 Importancia de los Caminos.-** Cuando un camino nuevo cruza a otro que lleva un gran volumen de tránsito un paso superior para el camino nuevo causará menos perjuicios al camino existente y menos molestias a los usuarios, además de que generalmente, no se requiere construir una desviación.

#### **003.E Pasos Inferiores.**

**003.E.01 Anchura de la Estructura.-** Es deseable que la anchura total de la sección transversal del camino, incluyendo la calzada, la faja separada central, los acotamientos y las distancias libres a ambos lados, se prolonguen sin cambios, a través de la estructura.

Por otro lado, en tramos de autopista de longitud considerable, con anchuras laterales adecuadas no deberán proyectarse pasos inferiores aislados con dimensiones restringidas.

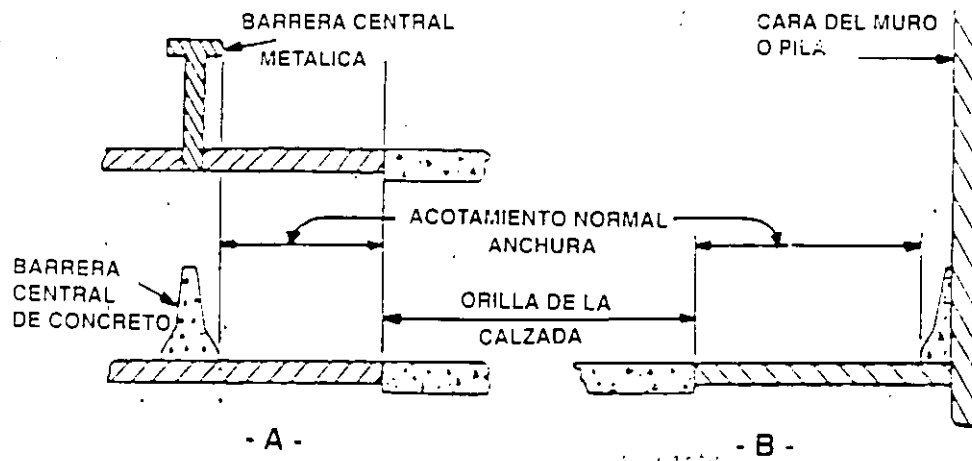
**003.E.02 Distancias Libres Laterales.**- Las distancias libres laterales mínimas en pasos inferiores se ilustran en la Figura 8-2. La distancia libre lateral mínima desde la orilla de la calzada del camino hasta la cara interna de la barrera de protección, deberá ser igual a la anchura del acotamiento. Dicha figura muestra las distancias laterales mínimas a barreras centrales de protección continuas, de concreto o de metal, para la sección normal del camino, a través del paso inferior. Las mismas distancias libres tienen que ser aplicadas en el caso de un muro continuo del lado izquierdo. Cuando se usan barreras centrales de concreto, su base deberá alinearse con respecto al carril del tránsito como se muestra en la Figura 8-2A. La Figura 8-2B muestra la distancia libre del lado derecho aplicable a una sección con muro continuo. Esa misma Figura ilustra el uso de barreras de concreto construidas integralmente con el muro. En este último caso, la distancia libre deberá medirse a la base de la barrera. En proyectos con barreras continuas de concreto del lado derecho, usualmente se aplican una sección similar a la de una barrera central.

Las defensas metálicas instaladas a lo largo de pilas o estribos expuestos al tránsito, deberán tener distancias libres apropiadas que consideren la deflexión dinámica lateral de acuerdo con el tipo específico de defensa que se utilice. La Figura 8-2C muestra la distancia lateral libre mínima necesaria para la deflexión dinámica, medida desde la cara del muro o pila hasta el respaldo de la defensa.

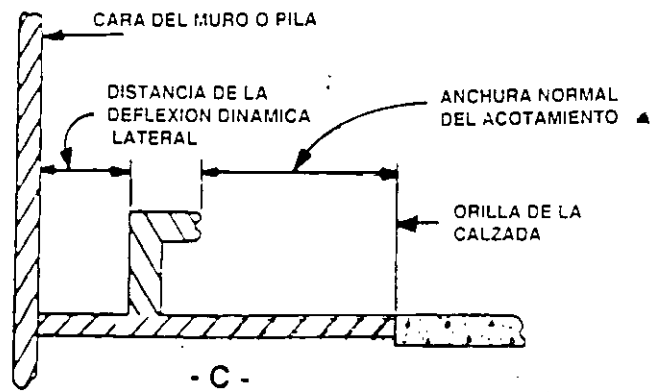
**003.E.03 Distancia Libre Vertical (Gálibo).**- La altura libre vertical de un paso inferior deberá determinarse para toda la carretera, considerando las especificaciones generales de proyecto que se hayan establecido. La altura libre de todas las estructuras, desde la superficie de las calzadas y acotamientos, deberá ser cuando menos 0.30 m mayor que la altura legalmente autorizada. Son deseables alturas adicionales para compensar los reencarpetados que pudiera tener la carretera en el futuro, así como las posibles acumulaciones de hielo o de nieve. El margen anterior considera también a vehículos ocasionalmente sobrecargados. La distancia mínima vertical recomendable es de 4.50 m y la deseable de 5.00 m.

#### **003.F Pasos Superiores.**

Los puentes de pasos superiores representan una parte pequeña del costo de toda la carretera y deben proyectarse sin cambiar las dimensiones de la sección transversal, excepto que el costo sea excesivamente grande. En los pasos superiores los elementos principales son los parapetos, las distancias libres laterales y el tratamiento de la faja separadora central, en caso de existir.



BARRERA O MURO CONTINUO



CON DEFENSA METALICA DEL LADO IZQUIERDO

Figura 8-2 Distancia libre lateral para caminos principales de pasos inferiores

**003.F.01 Parapetos de los Puentes.-** Los parapetos de los puentes están integrados por una base en la que se colocan postes estructuralmente calculados para soportar los largueros o defensas metálicas o de concreto. Los parapetos deberán diseñarse para soportar el impacto del vehículo de proyecto y ser capaces de reencausarlo nuevamente a la circulación, sin que se produzcan penetraciones o huecos sobre la defensa. Igualmente, éstas no deben retener al vehículo causando desaceleraciones abruptas o giros y vuelcos violentos.

**003.F.02 Distancias Libres Laterales.-** En pasos superiores es conveniente alojar la sección transversal completa del camino a través de toda la estructura, especialmente en el caso de autopistas. Considerando el alto costo que tienen las estructuras, en otros tipos de caminos, será necesario hacer estudios económicos para elegir la sección transversal más conveniente en la zona de la estructura.

En algunos entronques se requiere espacio adicional, a través de la estructura, para alojar carriles de cambios de velocidad o secciones de entrecruzamiento. Cuando los carriles auxiliares son prolongaciones de una rampa, la distancia horizontal libre al puente, debe ser cuando menos igual a la anchura del acotamiento de la rampa. Cuando el carril auxiliar es un carril de entrecruzamiento, que conecta rampas de entrada y salida o un carril de cambio de velocidad paralelo a la estructura, la distancia libre al parapeto debe ser uniforme y cuando menos igual a la anchura del acotamiento de la rampa.

**003.F.03 Fajas Separadoras Centrales.-** En un camino dividido por una faja separadora central ancha o una que se vaya a desarrollar por etapas, el paso superior puede construirse con estructuras paralelas. La anchura de cada camino en el acceso, deberá continuarse a través de toda la estructura. En puentes, hasta de 120 m de longitud, las condiciones del tránsito, velocidad, distancia de visibilidad, iluminación, sección transversal, número de carriles y previsiones para que éste sea dividido en el futuro, determinan la necesidad de prever una faja separadora central.

**003.G Efecto de la Distancia Horizontal en un Paso a Desnivel.**

La distancia horizontal requerida para el diseño adecuado de un paso a desnivel, depende de la velocidad de proyecto, de la pendiente del camino y del desnivel que haya que salvar. La Figura 8-3 muestra las distancias horizontales requeridas en terreno plano que pueden usarse como guía preliminar del proyecto para determinar rápidamente la factibilidad de alojar el paso a desnivel en las condiciones físicas prevalecientes así como los ajustes que son necesarios en la calle transversal considerando las pendientes involucradas.

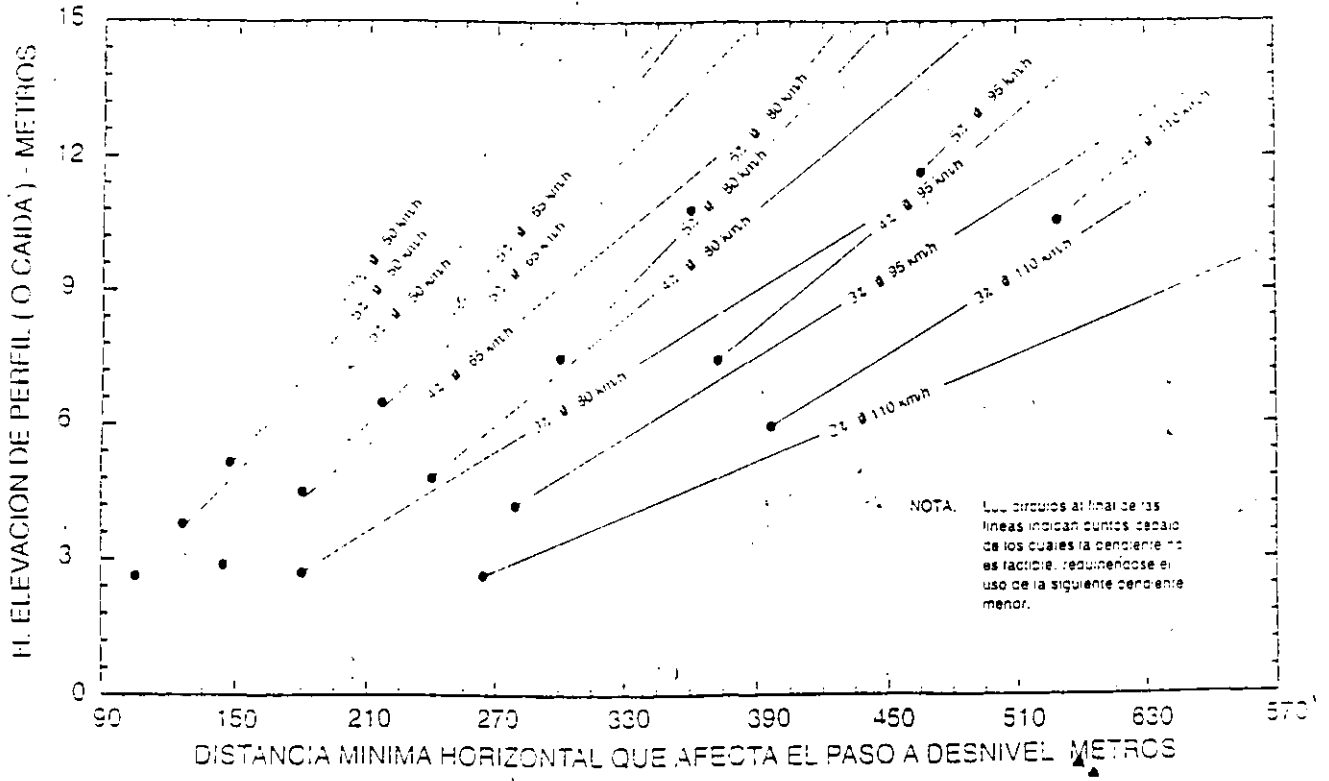


Figura 8-3 Distancia requerida para afectar el paso a desnivel

NOTA: " LA DISTANCIA VERTICAL LIBRE MINIMA DEBERA VERIFICARSE DEBAJO DE LA ORILLA EXTERIOR DE LA ESTRUCTURA DEL PASO SUPERIOR "

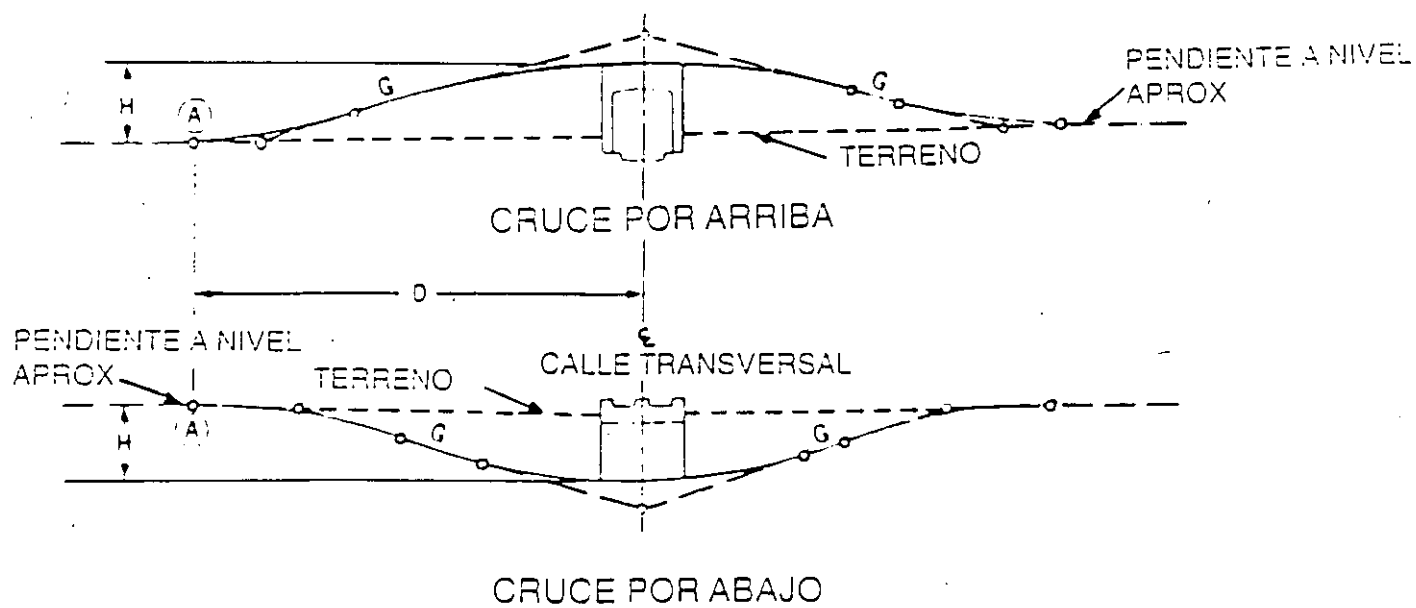


Figura 8-3 Continuación

### 003.H Pasos a Desnivel sin Rampas.

Hay muchos casos donde los pasos a desnivel están desprovistos de rampas. Algunos caminos troncales cruzan caminos existentes que deben mantenerse en servicio pero cuyo volumen de tránsito es pequeño. Si no se dispone de un sitio adecuado para realizar el cruce, los conductores que desean dar vuelta hacia y desde el camino, necesitan usar rutas alternas o entrar y salir del camino principal en otros lugares. Algunas veces a pesar de que existen volúmenes de tránsito importantes en el camino transversal, es necesario omitir las rampas por razones de operación, debido a que los entronques a lo largo del camino principal están muy cercanos uno del otro.

## CAPITULO 004 ENTRONQUES A DESNIVEL.

### 004.A Consideraciones Generales.

Existen varias formas básicas de entronques a desnivel y patrones geométricos de las rampas que se utilizan para los movimientos de vuelta. Su aplicación a un sitio en particular está determinada por el número de las ramas de la intersección, los volúmenes de tránsito que cruzan y que dan vuelta, la topografía, los controles del proyecto, el señalamiento y, de manera muy importante, por la iniciativa y creatividad del proyectista.

Aunque los entronques tienen que diseñarse necesariamente para ajustarse a condiciones específicas, es deseable que su configuración general conserve cierto grado de uniformidad cuando forman parte de una autopista. Desde el punto de vista de las expectativas del conductor, es deseable que todos los entronques tengan las salidas localizadas antes de los cruces transversales, siempre y cuando esto sea práctico.

El señalamiento y la operación del tránsito son elementos importantes que es necesario considerar en el proyecto de entronques. Cada proyecto deberá verificarse cuidadosamente para determinar si el señalamiento proporciona una operación fluida y segura del tránsito. El diseño de los entronques y del señalamiento deberá ser tan simple como sea posible, con el fin de que los conductores lo entiendan fácilmente, propiciando una mejor calidad en la operación.

Por conveniencia los entronques se han clasificado en términos generales en intersecciones de tres ó de cuatro ramas y en proyectos especiales que requieren dos ó más estructuras.

### 004.B Entronques de Tres Ramas.

El entronque con una intersección de tres ramas consiste de uno ó más pasos a desnivel y de caminos de un solo sentido para alojar a todos los movimientos vehiculares. Cuando dos ó

tres ramas de la intersección forman parte del camino principal y el arreglo de la intersección no forma un ángulo cerrado, se aplica el término entronque en T. Cuando las tres ramas de la intersección tienen el carácter de caminos principales, o el ángulo con la tercera rama es pequeño, el entronque puede considerarse del tipo Y. No es necesaria o importante una clara distinción entre los tipos T e Y.

Independientemente de factores, tales como el ángulo de la intersección o el carácter de los caminos principales, es posible aplicar cualquiera de las configuraciones básicas a una gama muy amplia de condiciones.

La Figura 8-4 ilustra las formas de entronques de tres ramas con un paso a desnivel. Las Figuras 8-4A y 8-4B muestran las configuraciones del tipo "trompeta", frecuentemente utilizadas. El tipo de configuración mostrado en la Figura 8-4C es menos común. En los tres casos, los movimientos entre a y c, se hacen, siguiendo un alineamiento recto. El criterio para elegir cualquiera de los proyectos, es la importancia relativa del tránsito que da vuelta a la izquierda. El alineamiento más directo debe favorecer a los volúmenes de tránsito más grandes y las gazas a los movimientos menos importantes. Los cruces esviados son más convenientes que los cruces en ángulo recto debido a que los primeros implican distancias recorridas más cortas y radios de giro más amplios para los volúmenes de tránsito más importantes.

La Figura 8-5 ilustra las configuraciones de entronques T e Y de altas especificaciones con más de una estructura o con estructuras de tres niveles que permiten realizar todos los movimientos sin la existencia de gazas.

Estos entronques son más costosos que los de una sola estructura y se justifican únicamente cuando todos los movimientos del tránsito son importantes.

En la Figura 8-5A todos los movimientos son direccionales. Se requieren tres estructuras. Se evita el entrecruzamiento. Esta configuración es adecuada para la intersección de una autopista con otra autopista principal. El alineamiento de este esquema puede ajustarse para reducir los requerimientos de derecho de vía formando un entronque con una sola estructura de tres niveles, como se ilustra en la Figura 8-5B.

La Figura 8-5C muestra un entronque de tres ramas con una configuración de doble gaza. Este patrón se aplica cuando es necesario alojar a una autopista desviándola lo menos posible y donde el camino que se tiene que cruzar es de considerable importancia. En la Figura 8-5D, el arreglo puede hacerse de manera que las dos rampas para dar vuelta a la izquierda y el camino principal, se encuentren en un punto común, donde una



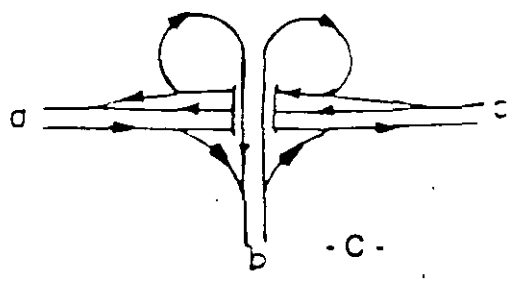
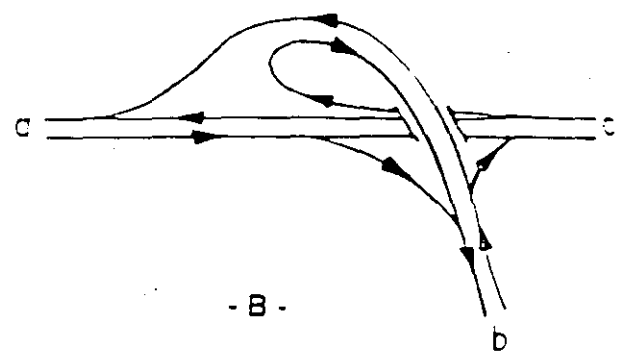
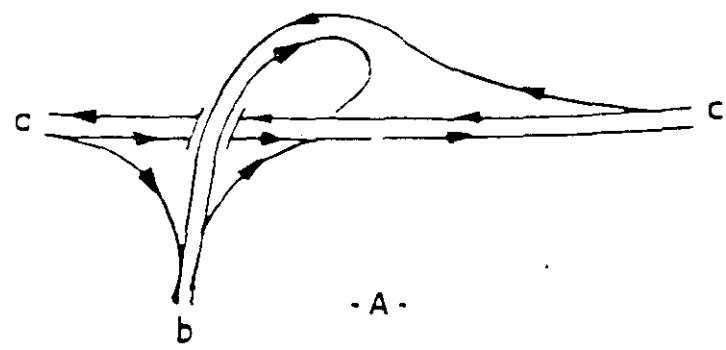


Figura 8-4 Entronques de tres ramas con una estructura

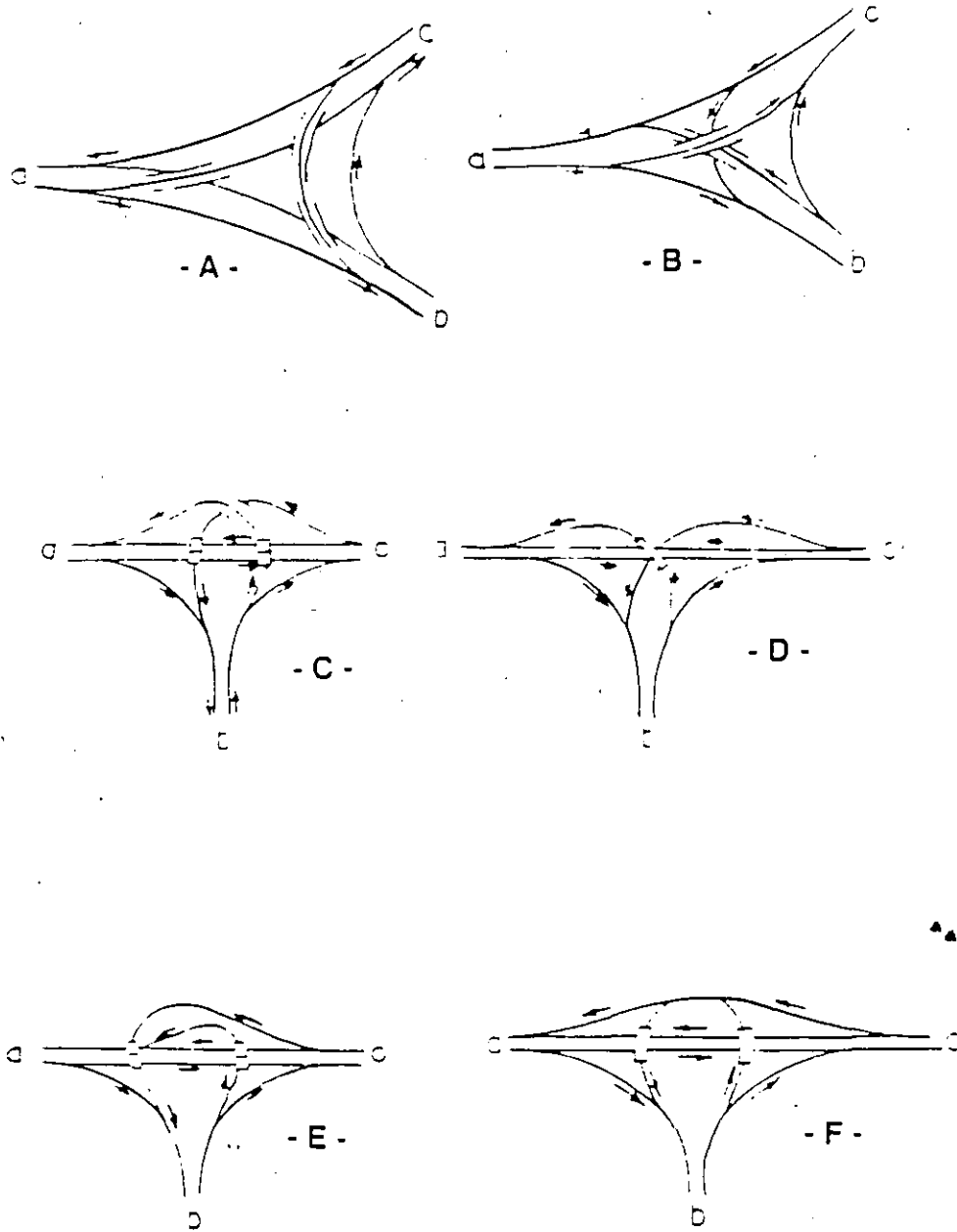


Figura 8-5 Entronque de tres ramas con estructuras múltiples

estructura de tres niveles reemplaza a las tres estructuras del caso anterior.

La Figura 8-5E es una variación más de la configuración 8-5C y 8-5D con estructuras de dos niveles para separar las rampas de los movimientos que van de paso. El diseño puede ser alterado, como se muestra en la Figura 8-5F; este arreglo proporciona un alineamiento suave de las rampas, pero el éxito de su operación depende de que se introduzcan zonas de entrecruzamiento de longitud adecuada.

#### **004.C Ejemplos de Entronques de Tres Ramas de Diseño Especial.**

La Figura 8-6 muestra una intersección tipo trompeta en la intersección de una autopista y un camino local principal, en una zona rural. La única característica es que el camino local pasa por arriba de la carretera y por debajo de la misma, en el otro sentido, debido a la pendiente. Esta configuración explica también el radio relativamente corto de la gaza. En el proyecto, la conexión semidirecta-directa favorece al movimiento de tránsito más grande en tanto que la gaza permite alojar al tránsito menor.

La Figura 8-7 muestra un entronque en la intersección de dos autopistas localizadas en una zona rural. El diseño direccional, con grandes radios, permite altas velocidades de operación a todos los movimientos del tránsito. Es deseable, en este caso, que las calles de servicio sean de un solo sentido con conexiones tan largas como sea posible, desde los caminos principales.

#### **004.D Entronques de Cuatro Ramas.**

Los entronques de cuatro ramas se pueden agrupar en cinco tipos generales: 1) con rampas en un cuadrante, 2) tipo diamante, 3) tréboles parciales, 4) tréboles completos y 5) con conexiones directas y semidirecta-directas.

**004.D.01 Rampas en un Cuadrante.** - Los entronques con rampas en un solo cuadrante se aplican a intersecciones de caminos con bajos volúmenes de tránsito. Cuando se requiere un paso a desnivel debido a la topografía, aunque los volúmenes de tránsito no justifiquen la estructura, usualmente es suficiente el proyecto de una sola rampa con dos sentidos de circulación para manejar todo el tránsito que da vuelta. Los extremos de las rampas pueden ser intersecciones en T. La Figura 8-8 muestra un entronque con una rampa en un cuadrante, proyectada para funcionar como una etapa previa de construcción. La construcción puede adaptarse rápidamente para convertirse en el futuro, en un trébol parcial o completo sin mayores implicaciones. La canalización que se observa en esa Figura aunque elaborada, proporciona

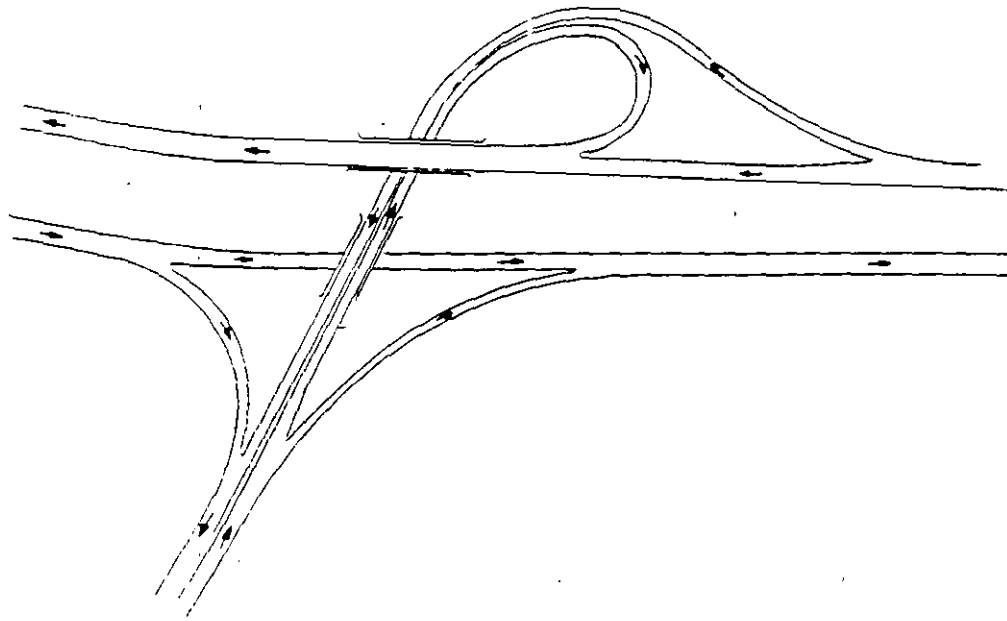


Figura 8-6 Entronque de tres ramas ( tipo - T o trompeta )

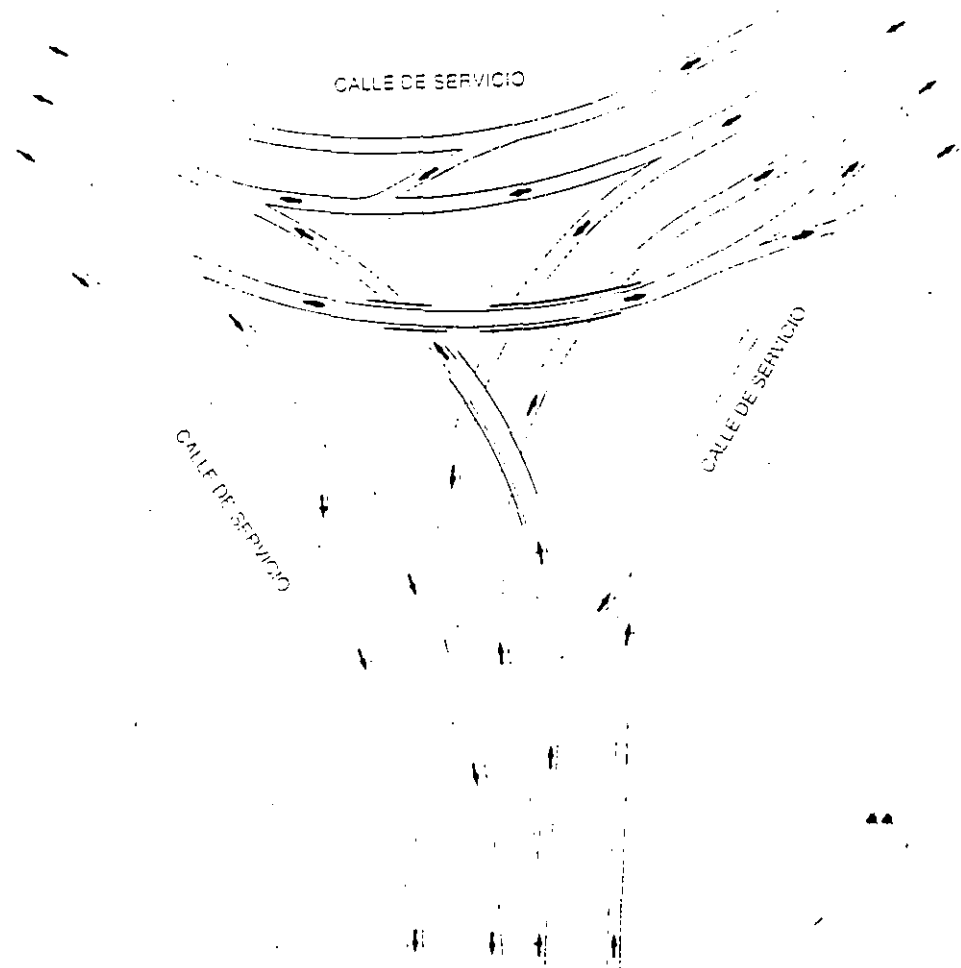


Figura 8-7 Proyecto semidireccional de un entronque de tres ramas

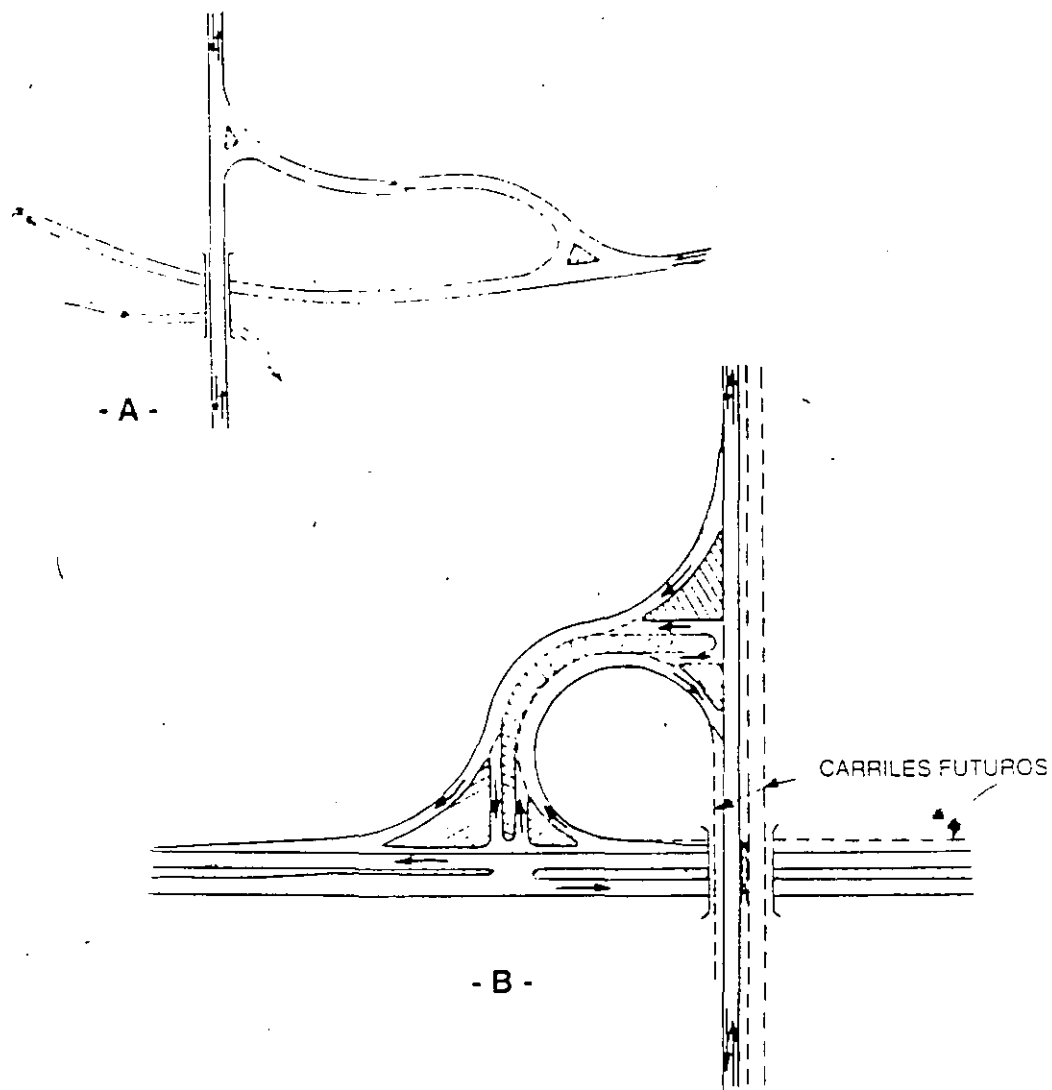


Figura 8-8 Arreglos convencionales de entronques tipo diamante

condiciones adecuadas de seguridad y la posibilidad de un paisaje atractivo.

**004.D.02 Entronques Tipo Diamante.-** Un entronque tipo diamante tiene comparativamente, varias ventajas sobre un trébol parcial. Todo el tránsito puede entrar y salir del camino principal a velocidades relativamente altas, las vueltas a la izquierda significan distancias recorridas ligeramente más grandes y el derecho de vía requerido no es mayor, en muchas ocasiones, que el del camino principal.

Los entronques tipo diamante tienen aplicación tanto en áreas urbanas como en áreas rurales. Estos son particularmente adaptables a lugares donde se cruza un tránsito importante con uno menor y donde las vueltas a la izquierda pueden manejarse sin dificultad y sin peligro.

La capacidad de las rampas y del camino transversal queda determinada por la capacidad de las intersecciones de ambas, en el extremo de la rampa.

El proyecto debe considerar que, la posible acumulación de vehículos sobre las rampas, puede extenderse y llegar hasta la autopista. Los giros a la izquierda en la mayoría de las configuraciones requieren usualmente de un control de semáforos de fases múltiples. Los entronques tipo diamante pueden asumir una gran variedad de arreglos, como se ilustra en las Figuras 8-9 y 8-10. Las condiciones particulares determinan en cada caso la combinación más conveniente.

**004.D.03 Entronques Tipo Trébol.-** Los tréboles son entronques que emplean rampas en forma de gaza para acomodar los movimientos que dan vuelta a la izquierda. A los entronques con gazas en todos los cuadrantes se les denomina tréboles completos y al resto, tréboles parciales. Las desventajas principales de un trébol, son: la distancia adicional que tiene que recorrer el tránsito que da vuelta a la izquierda, las maniobras de entrecruzamiento generadas en longitudes disponibles relativamente cortas y la necesidad de derechos de vías más grandes. Debido a que los tréboles son usualmente costosos, mucho más que los entronques tipo diamante, su uso es menos común en áreas urbanas adaptándose mejor, a zonas suburbanas o rurales donde existe mayor espacio disponible. La Figura 8-1F, mostrada al principio del capítulo, ilustra esquemáticamente un trébol completo

**004.D.04 Tréboles Parciales.-** Las condiciones del lugar pueden hacer aconsejable el uso de tréboles parciales. Existe una ventaja considerable en ciertas configuraciones de las rampas. La topografía y el desarrollo de usos del suelo en la zona son factores que normalmente determinan en que cuadrantes es necesario desarrollar gazas para alojar los movimientos que dan vuelta. Las rampas deberán disponerse de tal manera, que los giros a la entrada y salida, interfieran

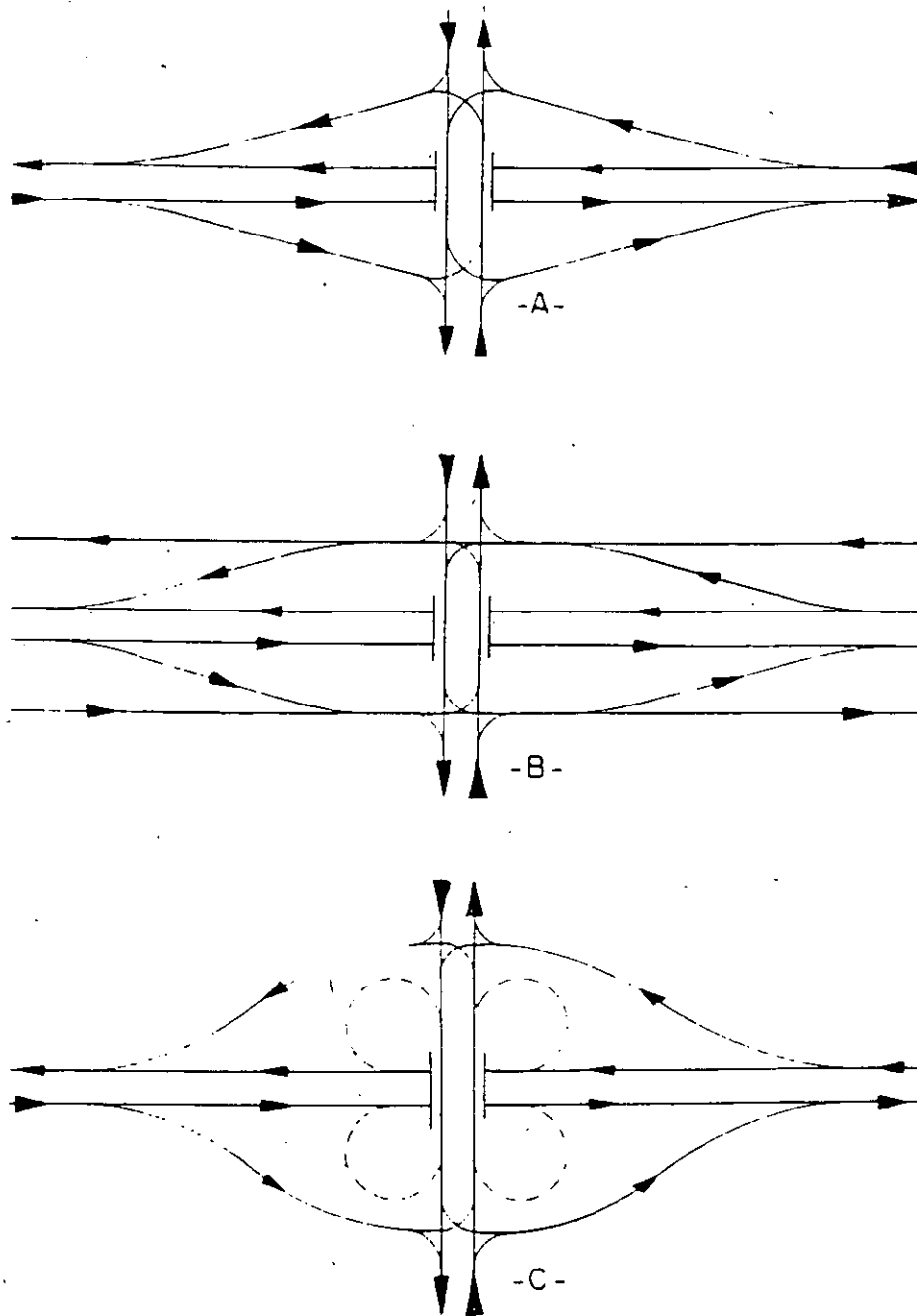


Figura 8-9 Entronque de cuatro ramas con rampas en un cuadrante



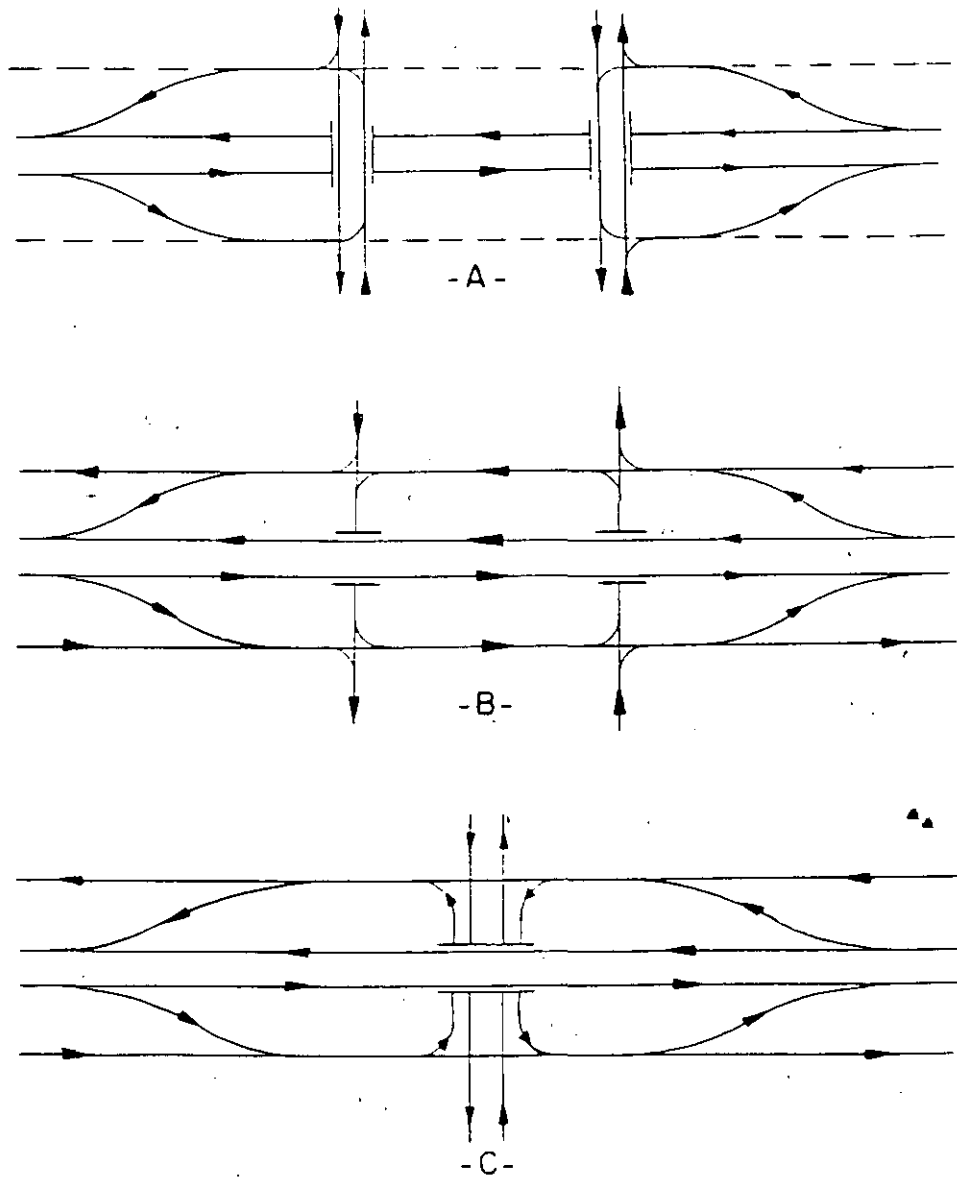


Figura 8-10 Arreglos de entronques tipo diamante para reducir conflictos de tránsito

lo menos posible con el flujo de tránsito de la carretera principal la Figura 8-11 ilustra esquemáticamente, la forma en que se hacen los movimientos de vuelta a la izquierda en diversas configuraciones de tréboles parciales con gazas en dos y tres cuadrantes.

#### **004.E Entronques Direccionales y Semidireccionales.**

Las conexiones directas o semidirecta-directas se usan para reducir la distancia recorrida por volúmenes de tránsito importantes, eliminar entrecruzamientos y evitar movimientos regresivos que ocurren al circular por las gazas. En conexiones directas y en algunos casos de conexiones semidirectas, pueden alcanzarse niveles de servicio más altos que en las rampas, debido a que las velocidades relativas son más grandes y a que en los extremos de conexión de las rampas con el camino principal se pueden lograr proyectos más efectivos.

Una conexión directa, se define como el camino de un solo sentido que no se desvía mayormente, de la dirección que intenta seguir el tránsito. Los entronques que usan conexiones directas para alojar los movimientos de vuelta a la izquierda más importantes, se denominan entronques direccionales. Cuando una o más de las conexiones del entronque siguen un alineamiento indirecto, pero más directo que el de las rampas, el entronque se describe como semidireccional.

Existen muchos esquemas de entronques direccionales que se proyectan con varias combinaciones de rampas direccionales, semidireccionales y gazas. Cualquiera de ellos puede ser apropiado para resolver un caso particular, sin embargo, solo se usa un número limitado. Las configuraciones básicas de entronques direccionales y semidireccionales se ilustran en las Figuras 8-12 y 8-13. Estos arreglos que pueden ajustarse a espacios mínimos, requieren menor número de estructuras. Las estructuras menos complejas minimizan el entrecruzamiento interno y se ajustan a condiciones del terreno y del tránsito que usualmente se presentan.

Los esquemas de la Figura 8-12 se refieren a entronques semidireccionales con gazas y entrecruzamientos en ciertos segmentos. Las configuraciones de la Figura 8-13 son arreglos de entronques semidireccionales sin gazas y sin entrecruzamientos. Los entronques totalmente direccionales que se muestran diagramáticamente en la Figura 8-14 se requieren generalmente en intersecciones de autopistas con altos volúmenes de tránsito. Aunque su construcción es costosa ocupan, en cambio, áreas relativamente pequeñas y proporcionan una capacidad alta para manejar el tránsito de paso y el tránsito que da vuelta.

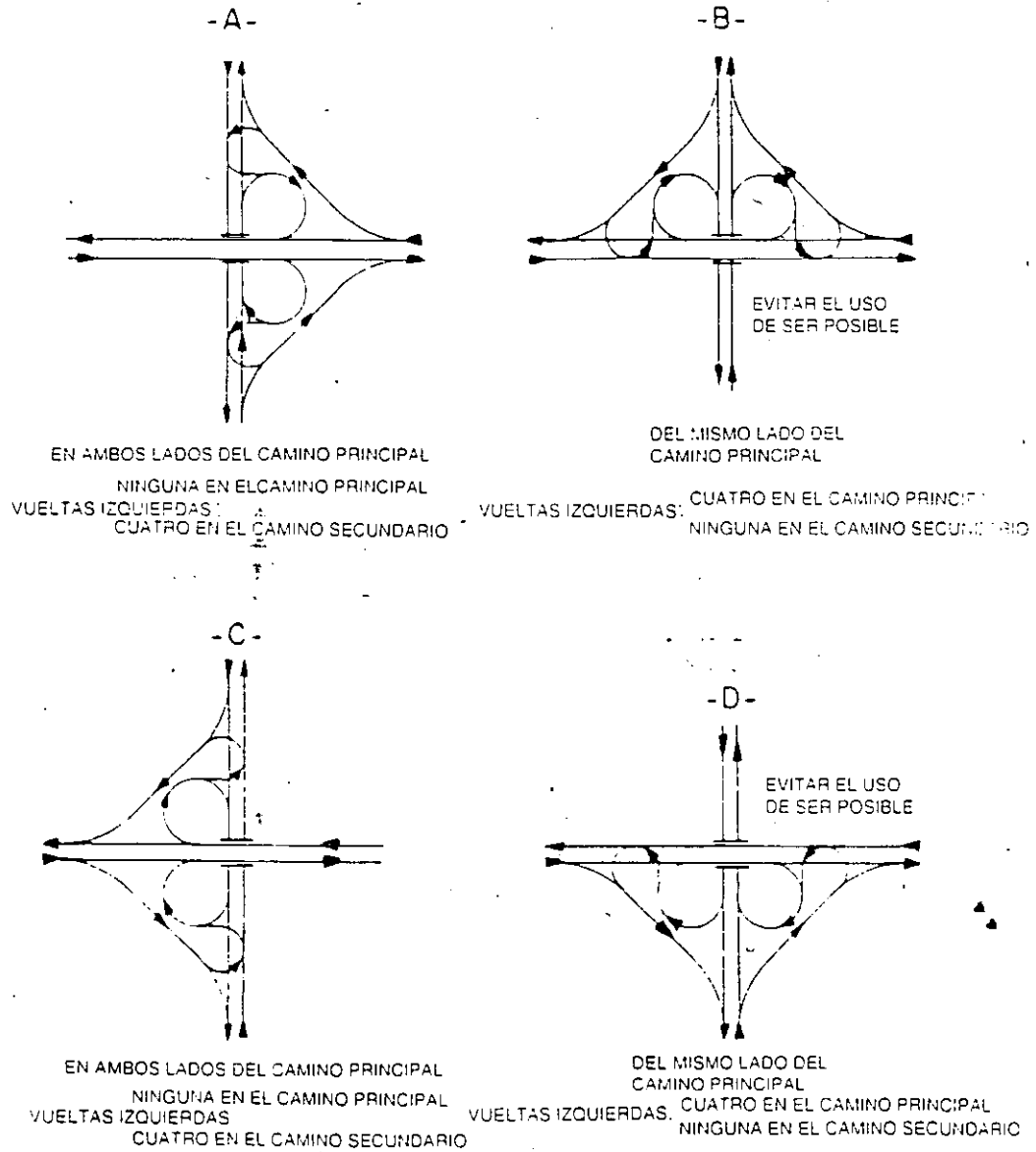
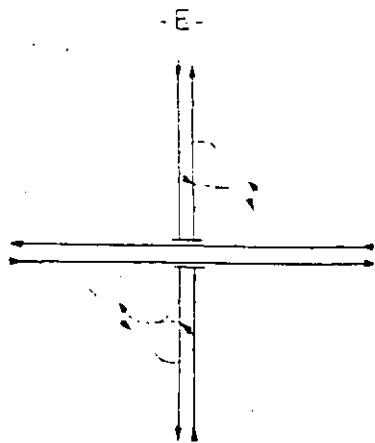
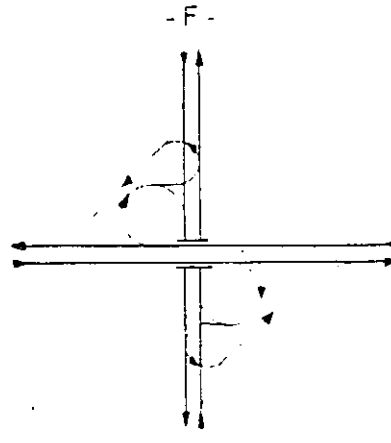


Figura 8-11 Arreglos esquemáticos de tréboles parciales vueltas de entrada y salida

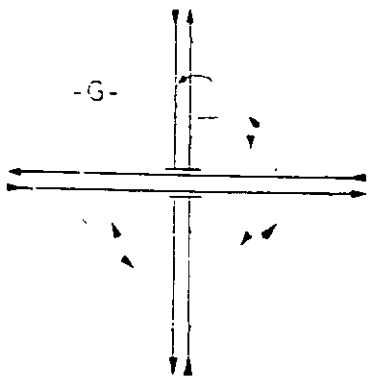


-E-  
 NINGUNA EN EL CAMINO PRINCIPAL  
 CUATRO EN EL CAMINO SECUNDARIO  
 VUELTAS IZQUIERDA:

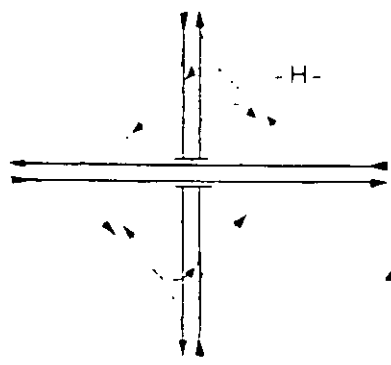


-F-  
 NINGUNA EN EL CAMINO PRINCIPAL  
 CUATRO EN EL CAMINO SECUNDARIO  
 VUELTAS IZQUIERDA:

DOS CUADRANTES OPUESTOS DIAGONALMENTE



-G-  
 NINGUNA EN EL CAMINO PRINCIPAL  
 CUATRO EN EL CAMINO SECUNDARIO  
 VUELTAS IZQUIERDA:

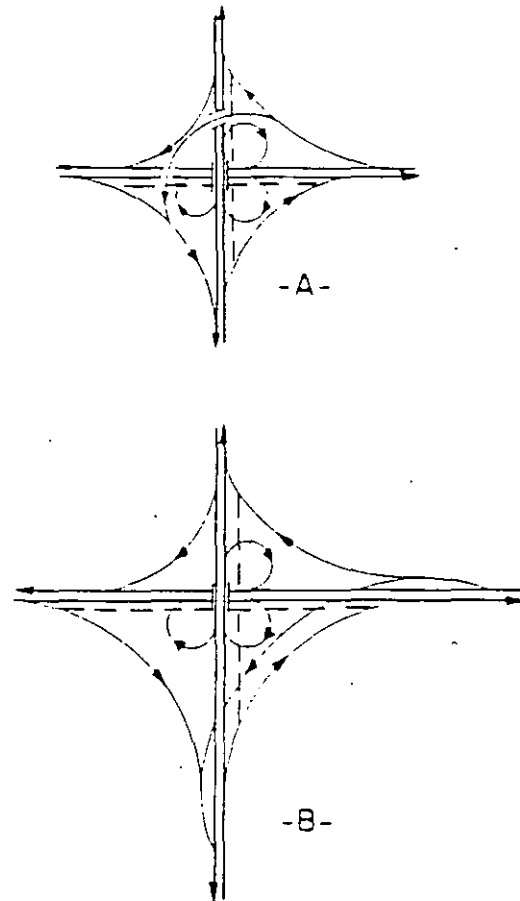


-H-  
 NINGUNA EN EL CAMINO PRINCIPAL  
 CUATRO EN EL CAMINO SECUNDARIO  
 VUELTAS IZQUIERDA:

TRES CUADRANTES

CUATRO CUADRANTES

Figura 8-11 Continuación



NOTA : EL ENTRECruzAMIENTO ADYACENTE A LOS CAMINOS DE PASO ES ELIMINADO PROPORCIONANDO CALLES COLECTORAS - DISTRIBUIDORAS COMO SE MUESTRA LINEAS PUNTEADAS.

Figura 8-12 Entronque semidirecto con entrecruzamiento

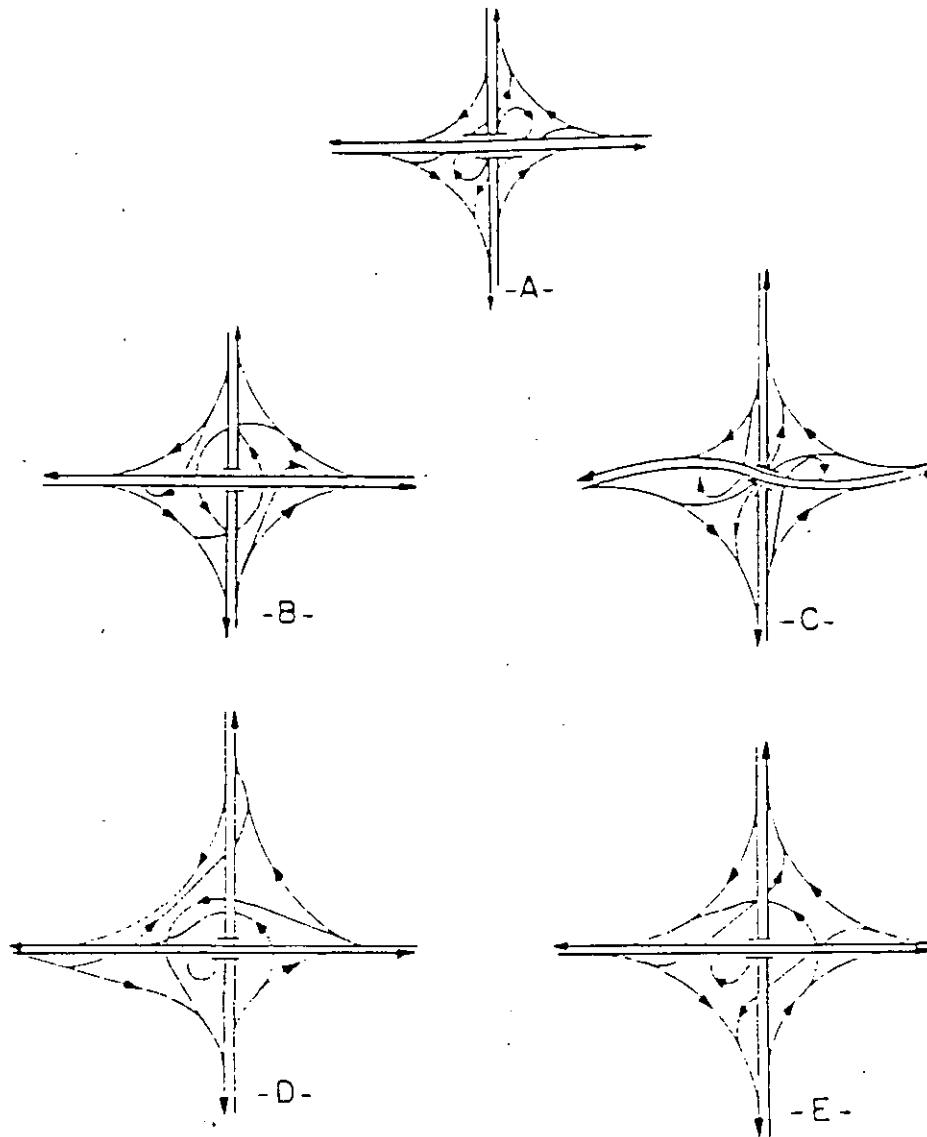


Figura 8-13    Entronques semidireccionales sin entrecruzamiento

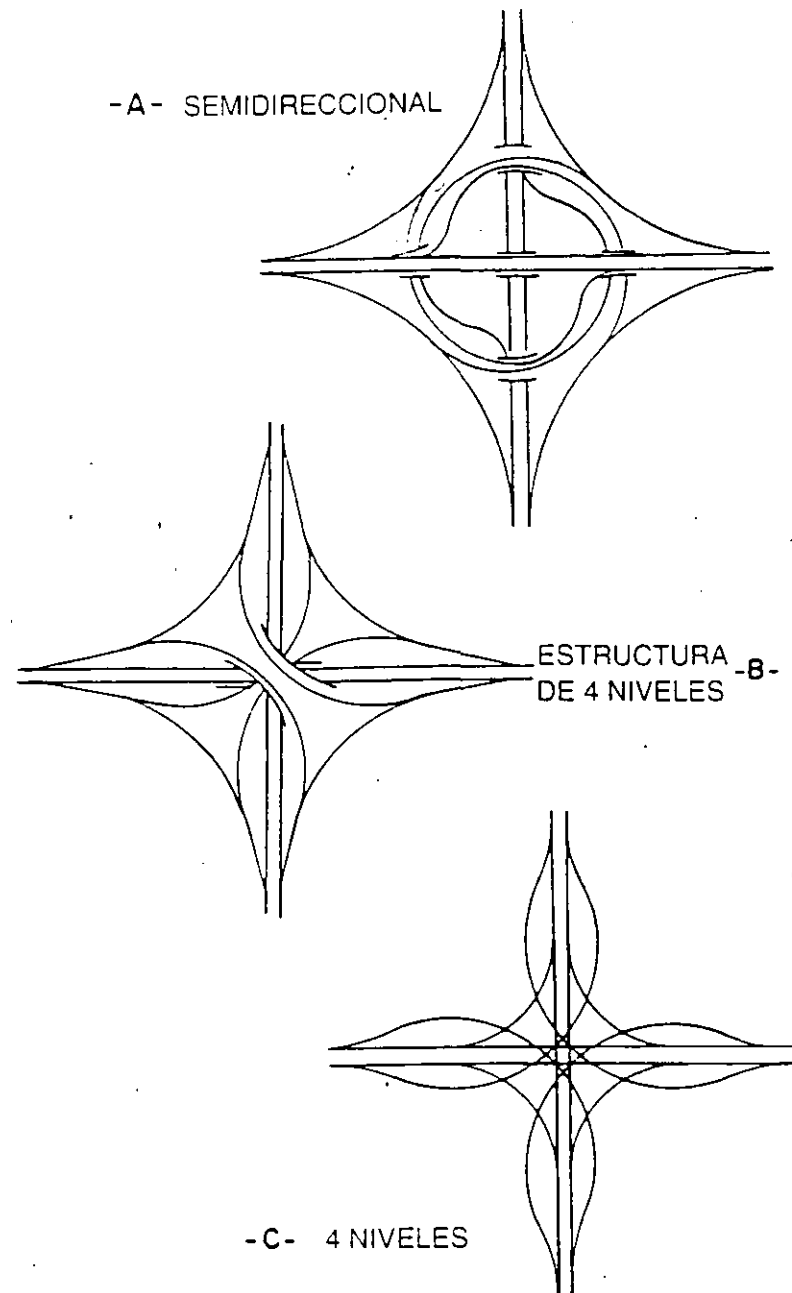


Figura 8-14 Entronques semidireccionales y direccionales con estructuras múltiples

#### 004.F Consideraciones Generales de Proyecto.

**004.F.01 Determinación del Tipo de Intersección.**- En áreas rurales, la selección del tipo de entronque se resuelve sobre la base de la demanda de tránsito. Cuando los caminos que se cruzan son autopistas conviene usar entronques direccionales con el fin de alojar los flujos de tránsito más importantes que tengan que dar vuelta a la izquierda.

Cuando algunos volúmenes de tránsito son importantes y al mismo tiempo se presentan flujos de menor importancia, puede resultar apropiado la combinación de rampas direccionales, semidireccionales y gazas.

En combinaciones como las citadas anteriormente, es deseable un arreglo adecuado de las gazas para evitar los entrecruzamientos.

El proyecto mínimo que puede utilizarse en la intersección de dos vías con accesos totalmente controlados o cuando las vueltas a la izquierda a nivel están prohibidas es el entronque tipo trébol. En ambientes rurales, donde el derecho de vía no sea prohibitivo o el entrecruzamiento sea mínimo, la solución más adecuada puede ser también un trébol.

Los entronques tipo diamante sencillos, se utilizan comúnmente en la intersección de un camino principal con una vía secundaria. La capacidad del entronque está limitada por las intersecciones en los puntos de conexión de las rampas con el camino secundario.

El proyecto de tréboles parciales puede ser apropiado cuando no haya derecho de vía disponible en uno ó dos de los cuadrantes o donde uno ó más movimientos en el entronque difieren considerablemente en magnitud, especialmente, donde existen movimientos de vuelta a la izquierda que deben cruzar una corriente de tránsito. En este último caso pueden utilizarse rampas para los volúmenes de tránsito más importantes.

En general, los entronques en áreas rurales, están bastante espaciados y pueden proyectarse individualmente sin que se produzca un efecto apreciable en los demás entronques del sistema. La configuración final de un entronque puede determinarse considerando los siguientes factores: continuidad de la ruta, secuencia uniforme de las salidas antes de la estructura, eliminación de entrecruzamientos en la vía principal, posibilidad de semaforización en ciertos puntos del entronque y disponibilidad de derecho de vía. La distancia de visibilidad de los caminos, a través del paso a desnivel, deberá ser cuando menos igual a la distancia de visibilidad de parada y, de preferencia mayor.



En rutas urbanas donde conviene preservar la continuidad, todos los entronques deberán integrarse al proyecto general del sistema en lugar de abordarse de manera individual.

Durante el proceso de estudio y análisis del proyecto, debe hacerse un examen cuidadoso de las calles transversales con el fin de determinar el potencial que tienen para manejar el tránsito que descargará el entronque.

Una vez que se han preparado varias alternativas de proyecto para el sistema, conviene compararlas bajo los siguientes principios: 1) capacidad, 2) continuidad de la ruta, 3) uniformidad de las configuraciones de los entronques, 4) salidas sencillas antes de la estructura, 5) con o sin entrecruzamiento, 6) semaforización potencial, 8) disponibilidad de derecho de vía, 9) construcción por etapas y 10) compatibilidad con el entorno.

En la Figura 8-15 se indican los entronques que pueden ser adaptables al proyecto de autopistas, dependiendo de que la localización de las intersecciones sea en ambientes rurales, suburbanos o urbanos.

**004.F.02 Accesos a la Estructura.-** Alineamiento, Perfil y Sección Transversal.- Es necesario que al tránsito que circula por el entronque, se le conceda la misma importancia, en términos de calidad de la operación y seguridad que al tránsito de los caminos principales. Las especificaciones para la velocidad de proyecto, alineamientos y sección transversal en el área de la intersección, deberán ser semejantes a las de los caminos que se aproximan al entronque. La presencia de la estructura representa un peligro potencial como consecuencia de especificaciones inadecuadas que alienten un comportamiento inseguro de los conductores. De preferencia, las especificaciones en la zona del entronque deberán ser más altas que las del camino principal para contrarrestar cualquier sensación de restricción producida por estribos, pilas, guarniciones, defensas metálicas y otros elementos de la estructura.

Es deseable que los alineamientos de los caminos que pasan a través de la intersección sean relativamente suaves y que dispongan de una visibilidad muy amplia. Cuando solo puede proyectarse uno de los caminos en tangente, se optará, de preferencia por el camino principal. En particular, deberán evitarse, curvas verticales cerradas y curvas horizontales adyacentes a una curva vertical. Las pendientes de los caminos que llegan al entronque deberán mantenerse en el rango más bajo y en ningún caso exceder los valores mínimos establecidos para condiciones de camino abierto. Deberán evitarse pendientes que reduzcan excesivamente la velocidad de los camiones o que dificulten su operación ante la presencia de nieve o de hielo. La reducción de la velocidad de los vehículos en pendientes muy largas, alienta maniobras

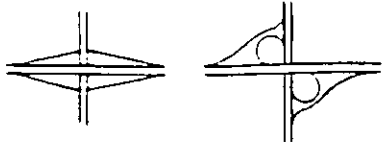
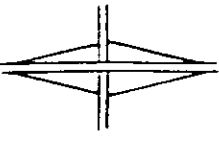
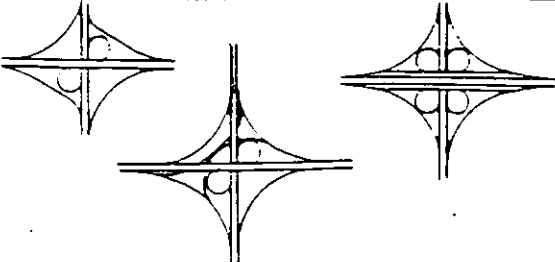
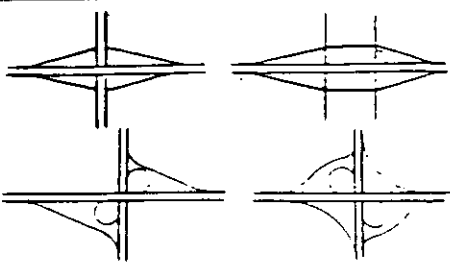
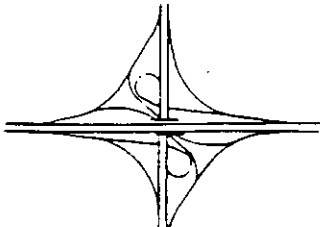
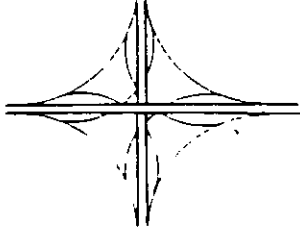
TIPO DE INTERSECCION	RURAL	SUBURBANO URBANO
CAMINO O CALLE LOCAL		
CALLES COLECTORAS Y ARTERIAS		
AUTOPISTAS		

Figura 8-15 Adaptabilidad de los entronques según el tipo de intersección

de rebase que pueden ser peligrosas en los puntos de conexión de las rampas con los caminos principales. Los vehículos lentos propician también que los vehículos que entran y salen de las rampas se cierren peligrosamente a los vehículos que van de paso.

En caminos divididos, las vueltas directas a la izquierda, pueden requerir la ampliación de la sección transversal con el fin de construir una faja separadora central que permita alojar carriles de cambio de velocidad o carriles de almacenamiento. En caminos no divididos, es necesario introducir una faja separadora central para asegurar que los movimientos de vuelta a la izquierda se hagan en dirección de la rampa apropiada, minimizando las situaciones de confusión y peligro. Cuando una carretera de dos carriles pasa a través de un entronque es probable que se produzcan vueltas a la izquierda en el sentido equivocado. Para altas velocidades o volúmenes importantes de tránsito, esta circunstancia puede justificar una sección transversal dividida en la zona del entronque que prevenga maniobras de esta índole.

El proyecto de la isleta separadora en la zona del entronque se puede hacer siguiendo un desarrollo simétrico como se muestra en la Figura 8-16A o con el eje desplazado como se muestra en la Figura 8-16B. En el primer caso, el tránsito tiene que recorrer dos curvas inversas. En el segundo caso, existe una sola curva inversa después de la zona potencial de peligro donde se localizan los extremos de las rampas de entrada y salida.

**004.F.03 Espaciamiento de los Entronques.-** El espaciamiento de los entronques tiene un efecto pronunciado en la operación de las autopistas. En áreas con desarrollos urbanos muy densos, es difícil lograr un espaciamiento adecuado debido a que el tránsito demanda frecuentes accesos a la vía. Como regla práctica, de carácter general, la distancia mínima recomendable entre entronques puede ser de 1.5 km en áreas urbanas y de 3.0 km en áreas rurales.

**004.F.04 Uniformidad en la Configuración de los Entronques.-** Cuando se proyecta una serie de entronques a lo largo de una vía, debe ponerse atención al conjunto y a cada entronque individualmente. La uniformidad de los entronques y la continuidad de una ruta, son conceptos que están relacionados entre sí. Considerando la necesidad de proporcionar una alta capacidad, niveles de servicio apropiados y máxima seguridad en la operación, es deseable que exista uniformidad en el patrón de entradas y salidas. Por otra parte, las salidas ubicadas del lado izquierdo de la vía, como se ilustra en la Figura 8-17A, provocan confusiones que se traducen en disminuciones de la velocidad del tránsito más rápido propiciando maniobras inesperadas y peligrosas. Hasta donde sea posible, deberá procurarse que todos los entronques de

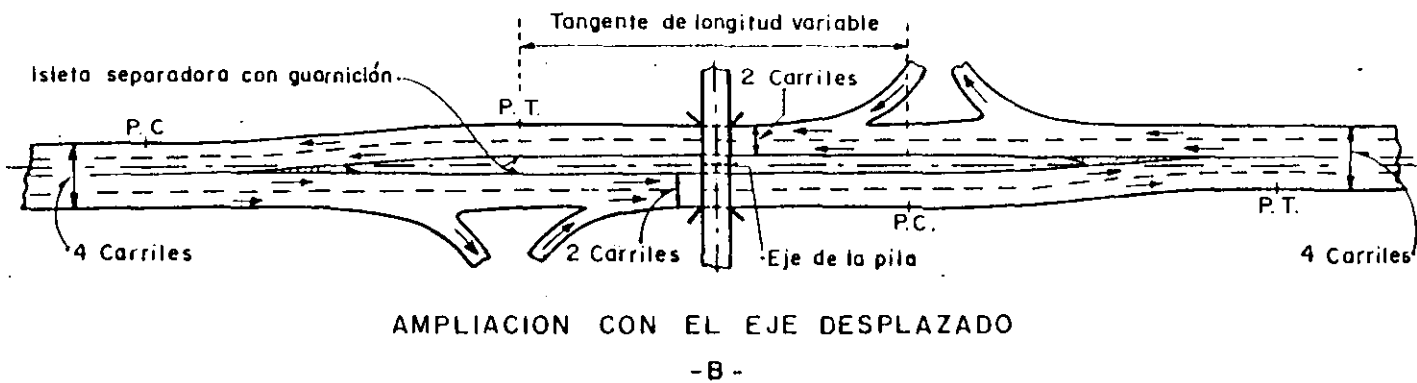
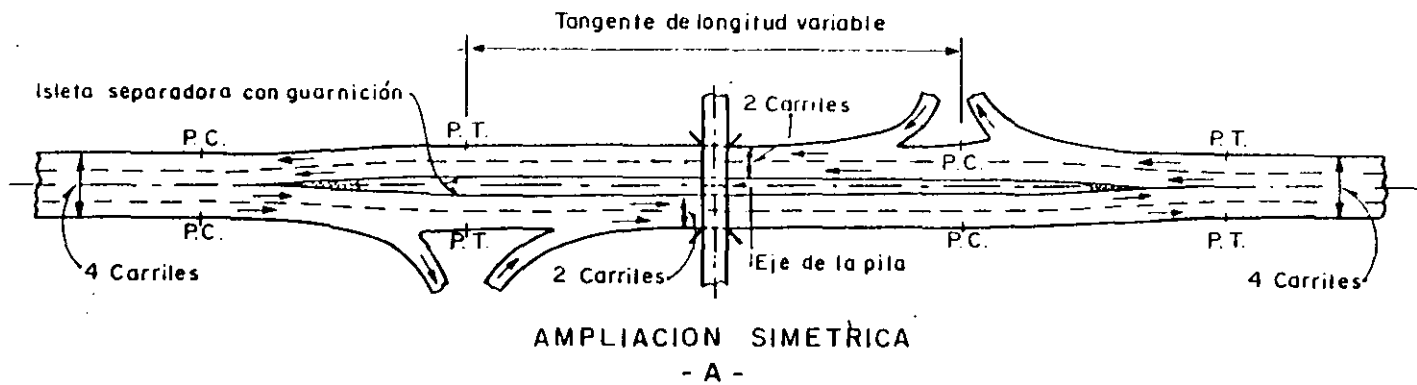
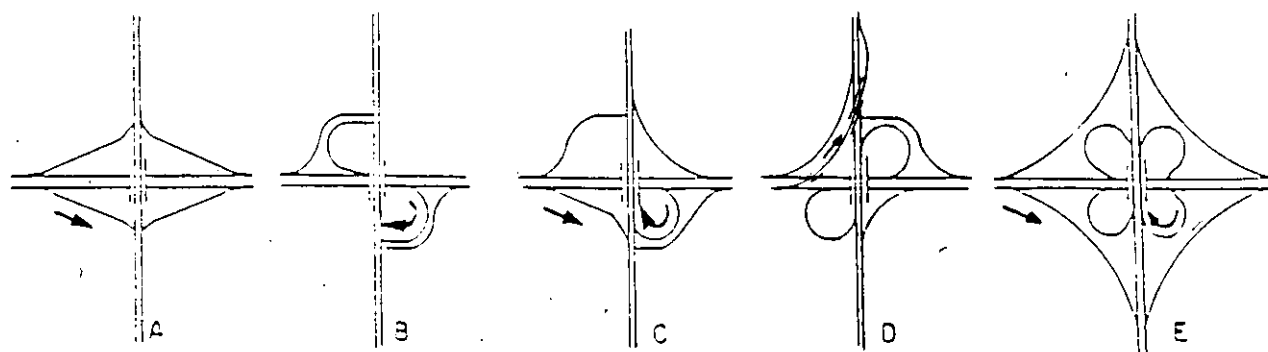
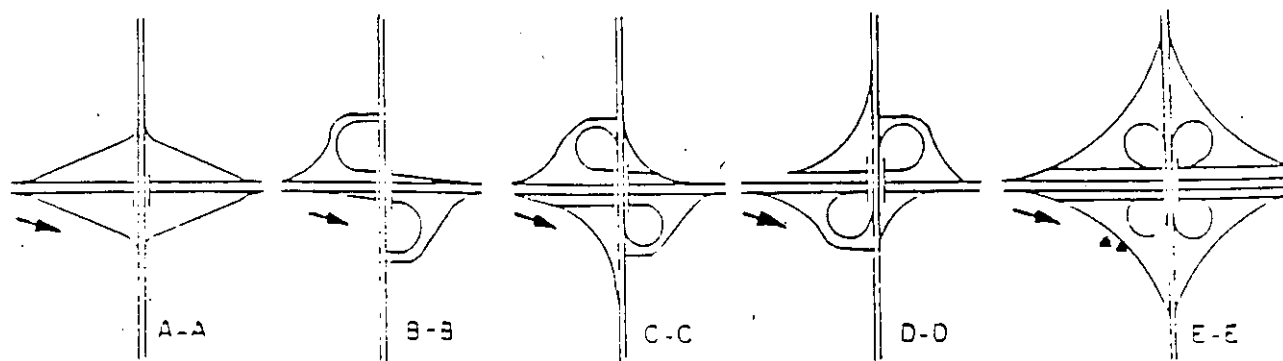


Figura 8-16 Ampliación para alojar isletas separadas de los tronques a desnivel.



A. PATRON DE SALIDAS INCONSISTENTE



B. PATRON UNIFORME DE SALIDAS

Figura 8-17 Arreglo de salidas entre entronques sucesivos

una autopista tengan una geometría y una apariencia razonablemente uniformes como se muestra en la Figura 8-17B.

**004.F.05 Traslape de Rutas.**- En ciertos casos, es necesario que dos ó más rutas ocupen un solo alineamiento dentro de un corredor. En áreas rurales, esta situación se puede manejar generalmente con señalamiento. En áreas urbanas, los problemas de operación adquieren mayor complejidad debido a la probabilidad de que se produzcan entrecruzamientos y a la necesidad de proporcionar capacidad adicional y balance de carriles.

En situaciones donde un camino o arteria principal deban traslaparse con un camino secundario, éste último tiene que proyectarse con calzadas de transferencia que conecten ambas vías, como se muestra en la figura 8-18. Este diseño permite que el entrecruzamiento en el camino principal, sea transferido al camino secundario

**004.F.06 Continuidad de Ruta.**- Continuidad de ruta, significa conservar una trayectoria o dirección general en todo el desarrollo de la ruta designada. La designación se refiere al número de ruta y nombre del camino. Continuidad de ruta es un concepto que guarda congruencia con los principios de uniformidad operacional, balance de carriles y número básico de carriles.

Al cumplirse con el principio de continuidad de ruta, se facilita la tarea de conducir, al no existir variaciones en el número de carriles, se simplifica el señalamiento, se delinea la ruta en toda su longitud y hay menos esfuerzo del conductor para identificar las señales informativas.

Es deseable que el conductor, especialmente el que está poco familiarizado, disponga de una ruta continua en la que no sea necesario cambiar de carril y donde los viajes de largo itinerario puedan hacerse sobre el carril de la izquierda a lo largo de toda la ruta. La Figura 8-19 ilustra el principio de continuidad de ruta cuando se aplica a una ruta hipotética (ruta 15) al encontrarse con otras rutas en las que circulan altos volúmenes de tránsito; como se puede observar la continuidad de la ruta se mantiene al conservarla del lado izquierdo de las otras rutas existentes.

En la Figura 8-19B se puede notar que la continuidad es interrumpida por otras rutas existentes que se aproximan del lado izquierdo, excepto para la dirección norte de la última intersección.

**004.F.07 Señalamiento.**- La adecuada operación de los entronques, es decir, la claridad de las trayectorias a seguir, seguridad y eficiencia, depende grandemente de su espaciamiento relativo, de su geometría y de un señalamiento efectivo. La localización de las distancias mínimas entre

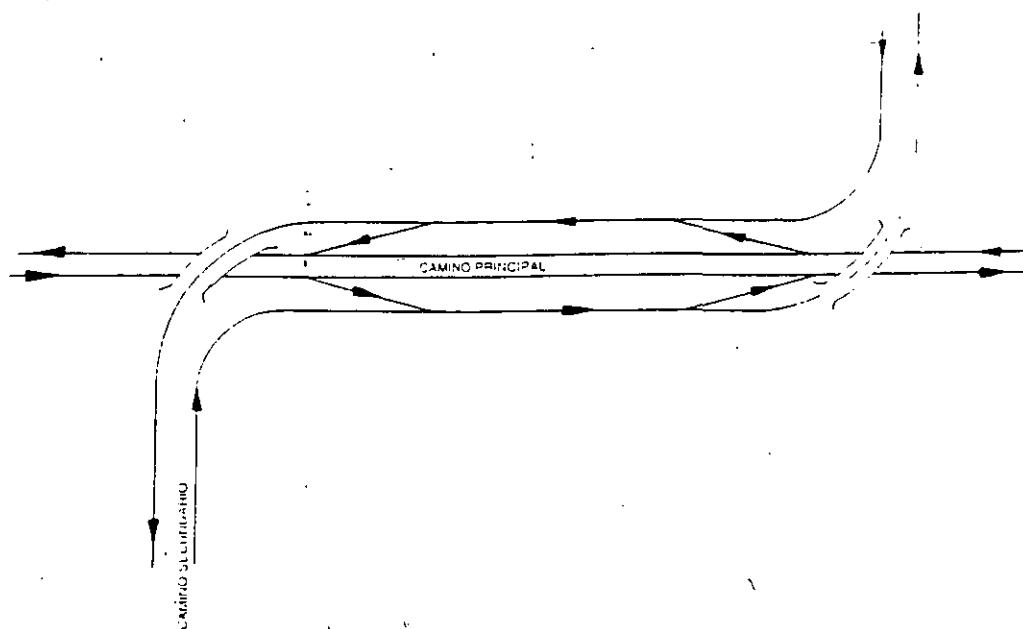


Figura 8-18 Camino colector - distribuidor en el traslape de un camino principal y uno secundario

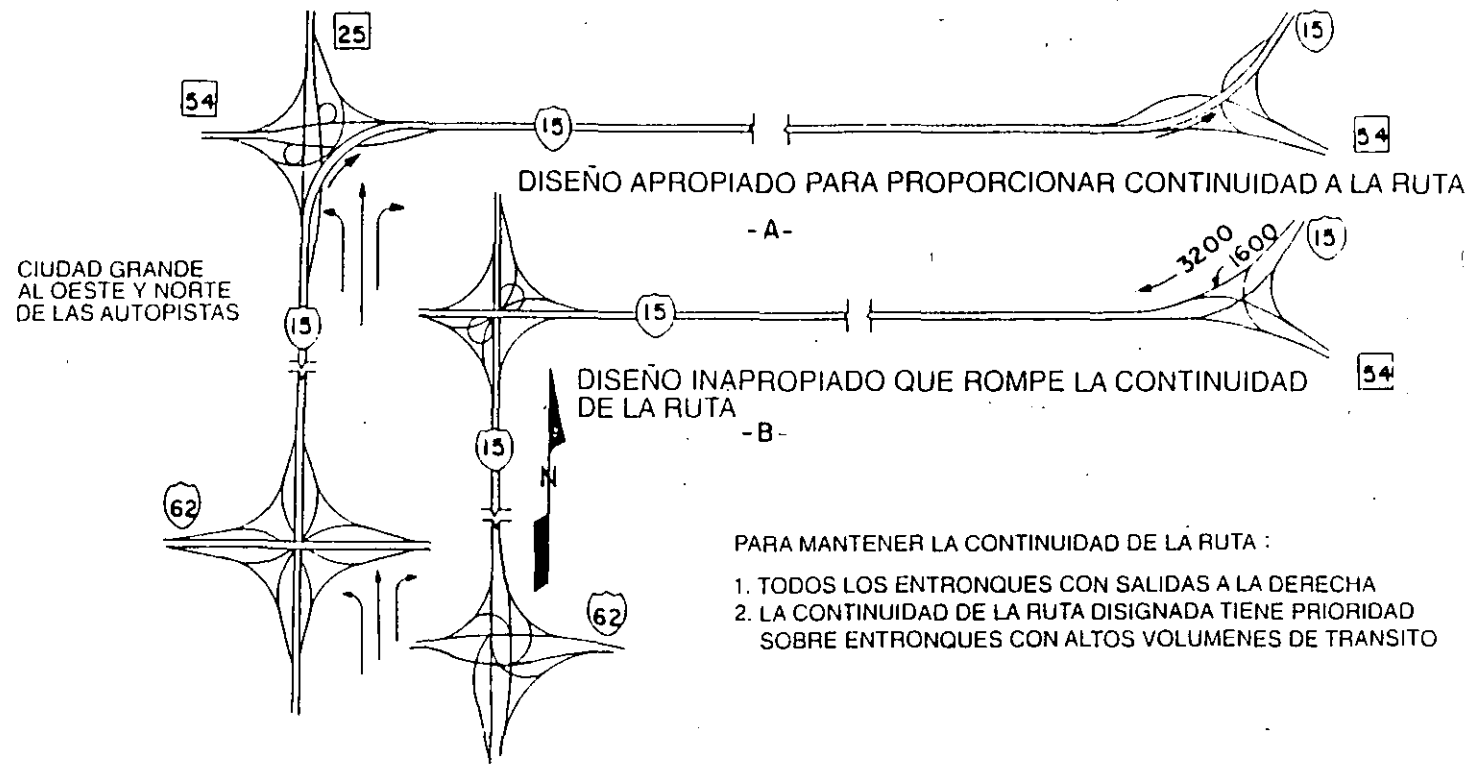


Figura 8-19 Formas de entronques para mantener la continuidad



rampas depende en gran medida de la posibilidad de instalar un señalamiento efectivo para informar, prevenir y controlar a los conductores.

**004.F.08 Número Básico de Carriles.-** Para establecer el número y disposición de los carriles en una autopista, es fundamental conocer el número básico de carriles. Cualquier ruta debe mantener cierta consistencia en el número de carriles a lo largo de su desarrollo, por consiguiente, se define como número básico de carriles al número mínimo de carriles que se designan y se mantienen sobre una longitud significativa de una ruta, sin tomar en cuenta los cambios que pudiera haber en volúmenes de tránsito y en posibles requerimientos de balance de carriles. En otras palabras, el número básico de carriles es un número constante que se asigna a una ruta, excluyendo los carriles auxiliares. Como se ilustra en la Figura 8-20, el número básico de carriles en una autopista se mantiene sobre longitudes significativas de la ruta (A-B y C-D). El número de carriles es determinado por la magnitud de los volúmenes de tránsito que se desplazan sobre una longitud substancial de la vía. El volumen considerado para definir el número de carriles básico, es el volumen horario de proyecto. Aquellos tramos de corta longitud con volúmenes inferiores al de proyecto dispondrían teóricamente de una reserva de capacidad y aquellos con volúmenes por arriba de ese nivel tendrían que compensarse agregando carriles auxiliares. En la Figura 8-21, se muestran ejemplos típicos de balance de carriles.

**004.F.09 Coordinación entre Balance de Carriles y Número Básico de Carriles.-** Para lograr una operación eficiente del tránsito en un entronque y su zona de influencia, debe existir un balance entre el número de carriles de la autopista y el número de carriles de las rampas. Los volúmenes de proyecto y el análisis de capacidad determinan el número básico de carriles que debe tener la carretera y el número mínimo de éstos, en las rampas. El número básico de carriles debe establecerse en una longitud substancial de la autopista y no cambiar entre dos entronques, simplemente porque haya volúmenes importantes saliendo y entrando desde y hacia los carriles principales.

Una vez que se ha determinado el número básico de carriles, deberá verificarse el balance de carriles considerando los siguientes principios:

1) Entradas a la Autopista: el número de carriles en la autopista, más allá del sitio donde se juntan las dos corrientes de tránsito no deberá ser menor que la suma de carriles de los dos caminos, menos uno.

2) Salidas de la Autopista: el número de carriles en la autopista, antes de la salida deberá ser igual al número de carriles después de la salida, más el número de carriles en la salida, menos uno. Una excepción de este principio se

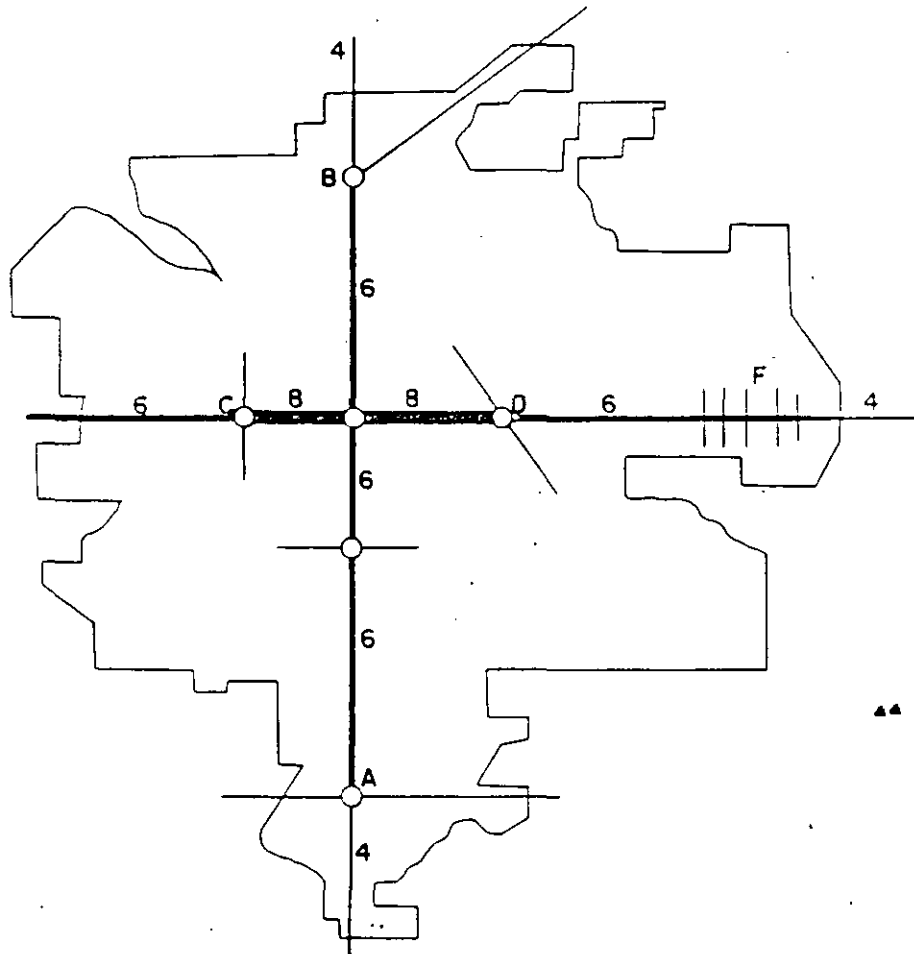


Figura 8-20 Representación esquemática de el número básico de carriles

presenta en rampas de salida que siguen a rampas de entrada en entronques tipo trébol.

3) El número de carriles de la autopista, no deberá reducirse en más de un carril.

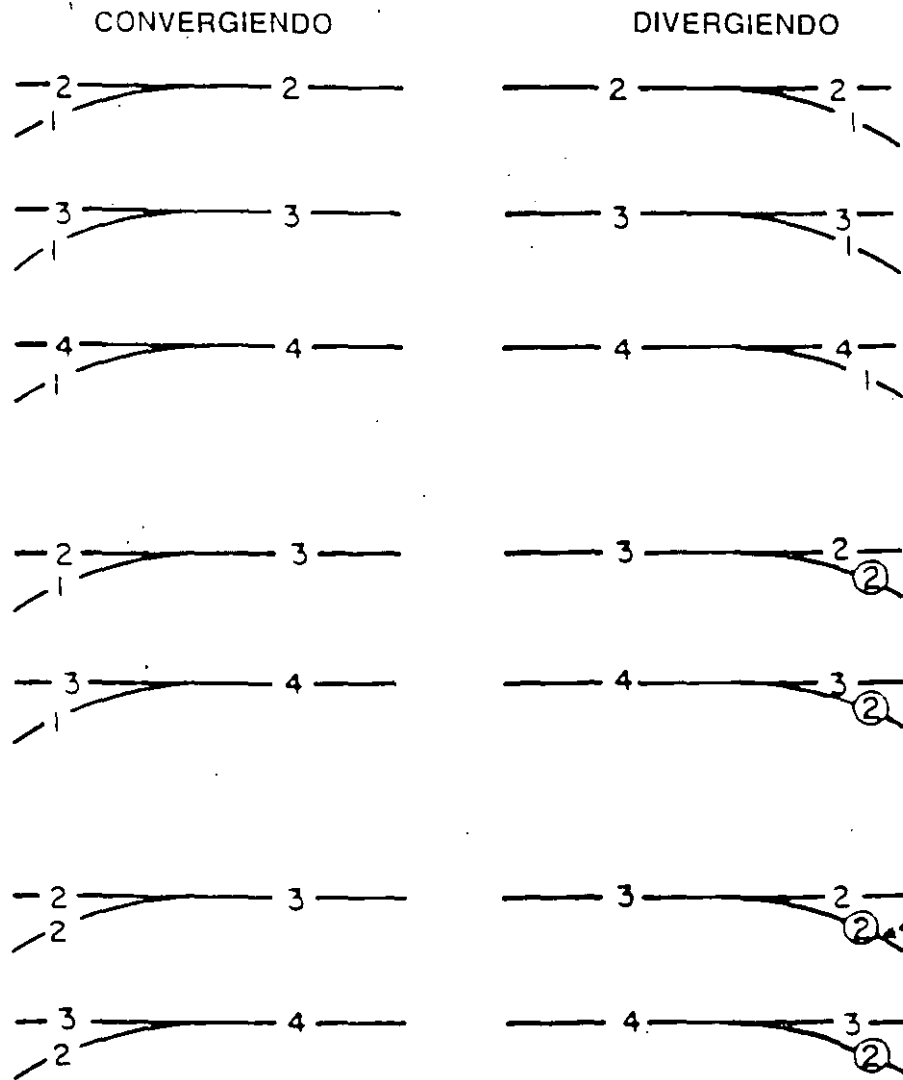
La aplicación del principio básico de balance de carriles se ilustra en la Figura 8-21. Sin embargo, estos principios entran aparentemente en conflicto con el concepto de continuidad en el número básico de carriles, como se ilustra en la Figura 8-22. La Figura anterior muestra tres diferentes arreglos donde una autopista de cuatro carriles en una dirección, tiene una salida de dos carriles seguida por una entrada de dos carriles. En la Figura 8-22A, se mantiene el balance de carriles, pero no hay congruencia con el número básico de carriles. Este patrón puede causar confusión y operaciones erráticas al tránsito que circula en la autopista.

El arreglo mostrado en la Figura 8-22B, proporciona continuidad en el número básico de carriles, pero no responde al principio de balance de carriles. En este caso, los volúmenes de tránsito más importantes que entran y salen y que requieren dos carriles, tendrían dificultad para separarse o incorporarse al flujo principal.

La Figura 8-22C, ilustra un arreglo en el que los conceptos de balance de carriles y número de carriles se encuentran en armonía al modificarse el número de carriles con la adición o remoción de carriles auxiliares. Los carriles auxiliares pueden agregarse para satisfacer requerimientos de capacidad y de entrecruzamiento entre entronques con el fin de alojar variaciones que pudieran ocurrir en el patrón de tránsito de los propios entronques y para simplificar la operación. El principio de balance de carriles debe aplicarse siempre que se usen carriles auxiliares. De esta manera, se logra un balance entre el flujo de tránsito y la capacidad manteniendo un balance apropiado y la flexibilidad operacional necesaria.

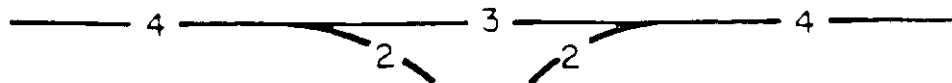
**004.F.10 Carriles Auxiliares.**- Se denomina carril auxiliar al espacio adyacente a los carriles normales de circulación de un camino, destinado a: estacionamiento, cambios de velocidad, vueltas, almacenamiento para dar vuelta, entrecruzamiento, ascenso de vehículos pesados y otros propósitos inherentes al movimiento de tránsito principal. La anchura de un carril auxiliar debe ser igual a la de los carriles principales. Cuando se utilizan carriles auxiliares a lo largo de una autopista, es deseable que el acotamiento adyacente tenga una anchura de 2.45 y 3.65 m, con un mínimo de 1.80 m.

La eficiencia operacional puede mejorarse, usando carriles auxiliares continuos entre puntos de entrada y salida, cuando: 1) los entronques están muy cercanos entre sí, 2)



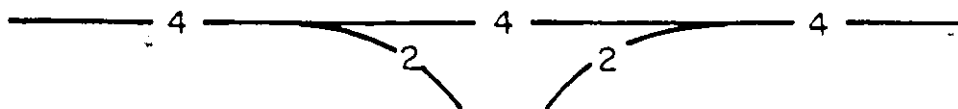
② UN CARRIL BAJO CONDICIONES ESPECIALES DEL PRINCIPIO 2 DE LA PARTE "COORDINACION DEL BALANCE Y EL NUMERO BASICO DE CARRILES "

Figura 8-21 Ejemplos de balance de carriles



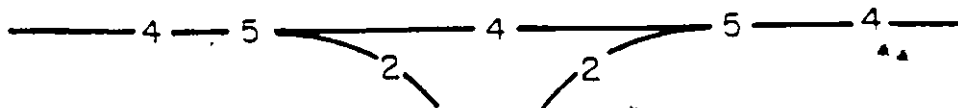
HAY BALANCE PERO NO CUMPLE CON NUMERO BASICO DE CARRILES

-A-



NO HAY BALANCE PERO CUMPLE CON EL NUMERO BASICO DE CARRILES

-B-



CUMPLE CON BALANCE Y NUMERO BASICO DE CARRILES

-C-

Figura 8-22 Coordinación del balance y del número básico de carriles

existe una distancia corta entre el final de la transición de la rampa de entrada y el inicio de la transición de la rampa de salida y 3) no existen calles laterales de servicio.

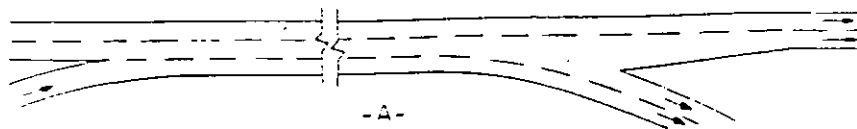
Los carriles auxiliares se usan para balancear el flujo de tránsito y mantener un nivel de servicio uniforme en la carretera. Estos carriles facilitan además, los accesos y salidas de la autopista. El concepto de carril auxiliar está estrechamente relacionado con el concepto de continuidad de ruta y con el señalamiento.

Es necesario prestar atención al proyecto de carriles auxiliares porque existe el riesgo potencial de que los conductores queden atrapados al final cuando éstos se prolongan dentro de una rampa o camino de enlace.

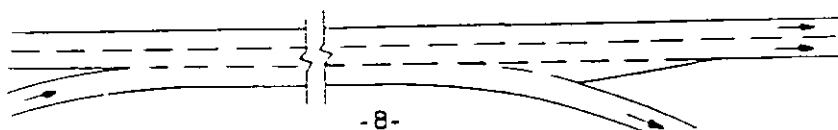
La cancelación de los carriles auxiliares puede lograrse por varios métodos: puede suprimirse en la salida de una rampa de dos carriles como se ilustra en la Figura 8-23A; este tratamiento cumple con el principio de balance de carriles. En algunos casos, el carril auxiliar se cancela en salidas de un solo carril, como se muestra en la Figura 8-23B lo anterior es congruente con la excepción citada en el principio 2 (párrafo 004.E.09). Otro método consiste en llevar la anchura completa del carril auxiliar hasta la nariz de la rampa de salida antes de hacer la transición dentro del camino principal; este último proyecto proporciona un carril de recuperación a los conductores que inadvertidamente permanecen en el carril que se cancela (ver Figura 8-23C).

Cuando se presentan turbulencias en el flujo de tránsito provocadas por vehículos que intentan recuperarse y seguir en los carriles principales, es deseable que el carril de recuperación se extienda en una longitud de 150 a 300 m antes de la transición (ver Figura 8-23D). En entronques muy grandes, es conveniente que esta distancia sea de 450 m. Cuando el carril auxiliar se lleva a través de uno ó más entronques, puede suprimirse como se indica arriba o puede extenderse 750 m más allá de la influencia del último entronque (ver Figura 8-23E).

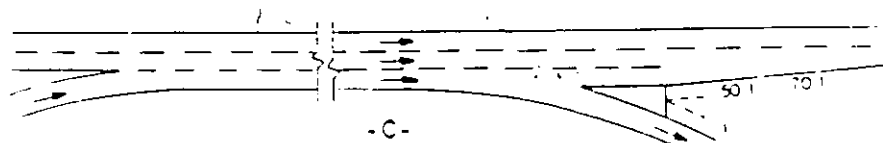
Cuando los entronques están muy espaciados, pudiera no ser conveniente o necesario, extender el carril auxiliar entre un entronque y el siguiente. En tales casos, el carril auxiliar que se origina en una entrada de dos carriles, debe continuarse en una distancia efectiva más allá del punto de transición como se muestra en la Figura 8-24A2. En caso de que se introduzca un carril auxiliar antes de una salida de dos carriles, éste deberá llevarse a lo largo de la autopista en una distancia efectiva, antes de la salida y extenderse dentro de la rampa, como se muestra en la Figura 8-24B2. Los carriles auxiliares que no se prolongan hasta la siguiente intersección pueden cancelarse o prolongarse hasta el interior de las rampas, como se indica en las Figuras 8-24B1



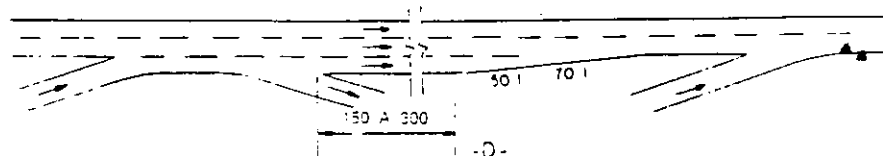
-A-  
CARRIL AUXILIAR SUPRIMIDO RAMPA DE SALIDA



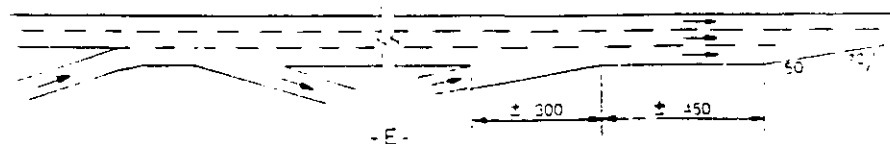
-B-  
CARRIL AUXILIAR ENTRE GAZAS DE TREBOLES  
O ENTRONQUES MUY CERCANOS SUPRIMIDO  
EN UNA SALIDA DE UN SOLO CARRIL



-C-  
CARRIL AUXILIAR SUPRIMIDO EN LA NARIZ

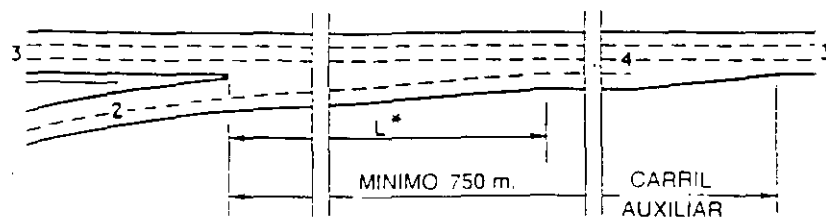


-D-  
CARRIL AUXILIAR SUPRIMIDO DENTRO DEL ENTRONQUE

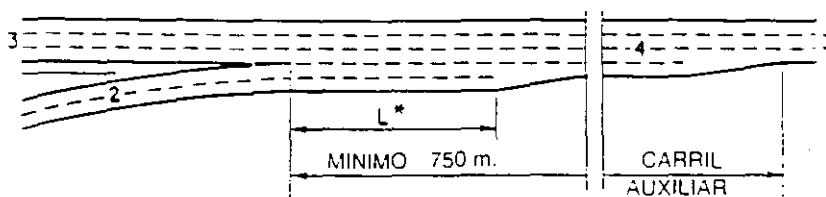


-E-  
CARRIL AUXILIAR SUPRIMIDO DESPUES DE UN ENTRONQUE

Figura 8-23 Alternativas para suprimir carriles auxiliares



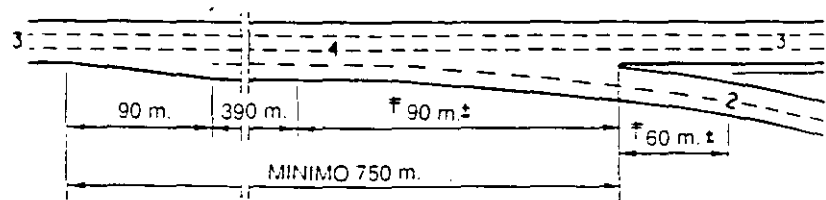
-A1- PROYECTO CON TRANSICION



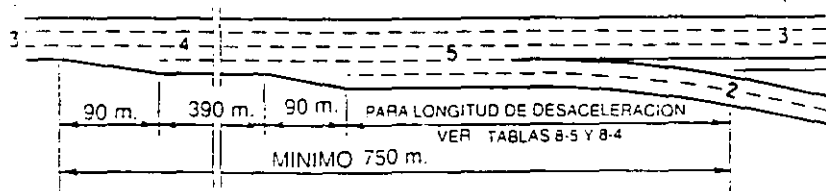
-A2- DISEÑO PARALELO ( PREFERIDO )

CARRIL AUXILIAR EXTENDIDO EN UNA DISTANCIA EFECTIVA DESPUES DEL ENTRONQUE

\* Referirse a la Figura 8-... para el criterio de longitud mínima



-B1- PROYECTO CON TRANSICION



-B2- DISEÑO PARALELO ( PREFERIDO )

CARRIL AUXILIAR EN UNA DISTANCIA EFECTIVA ANTES DE LA SALIDA

Figura 8-24 Coordinación de balance de carriles y número básico de carriles con la ampliación de carriles auxiliares



y 8-24B2. Las Figuras 8-24A1 y 8-24B1, utilizan proyectos con transiciones, en tanto que los arreglos indicados en las Figuras 8-24A2 y 8-24B2, emplean carriles auxiliares paralelos.

Generalmente, se da preferencia a los diseños paralelos, en tanto que los diseños con transición se consideran aceptables.

La Figura 8-25 ilustra la aplicación de un carril auxiliar que termina en el extremo de una rampa de salida de varios carriles. El carril básico exterior, se convierte automáticamente en un carril interior al agregar el carril auxiliar. Desde este carril interior, los conductores pueden girar a la derecha o seguir de frente.

**004.F.11 Reducción de Carriles.-** La reducción de carriles no debe hacerse entre entronques sucesivos o dentro de los mismos entronques, solo por acomodar variaciones en los volúmenes de tránsito. La solución en estos casos, consiste en agregar o suprimir carriles auxiliares del número básico de carriles.

Cuando un carril básico o un carril auxiliar tenga que ser suprimido entre dos entronques, es conveniente que la cancelación se haga en una distancia que fluctúe entre 600 y 900 m, a partir del entronque anterior, con el fin de permitir un señalamiento adecuado. La reducción no deberá hacerse en una distancia muy grande, corriente abajo, para evitar que los conductores se acostumbren a esa sección ampliada y puedan ser sorprendidos más adelante por la reducción (ver Figura 8-23C). Es deseable, que la transición del carril que se suprime, se efectúe donde exista un alineamiento horizontal en tangente, en las proximidades de una curva vertical en cresta. Una curva vertical en columpio, es una ubicación adecuada también, para suprimir un carril auxiliar, debido a que se dispone de buena visibilidad. De preferencia, la reducción debe hacerse del lado derecho.

La transición en el extremo del carril auxiliar debe hacerse de manera semejante a la de una rampa de salida y de preferencia mayor, para tener un margen adicional de seguridad. Las transiciones deseables son 50:1 y de ser posible 70:1.

**004.F.12 Zonas de Entrecruzamiento.-** Las zonas de entrecruzamiento se caracterizan por la convergencia de dos ó más corrientes de tránsito, cuyas trayectorias se cruzan en una área común del camino, separándose después con trayectorias divergentes. Los entrecruzamientos se pueden presentar en tramos ubicados entre rampas de entrada y salida de entronques sucesivos y en segmentos donde se traslapan dos ó más caminos.

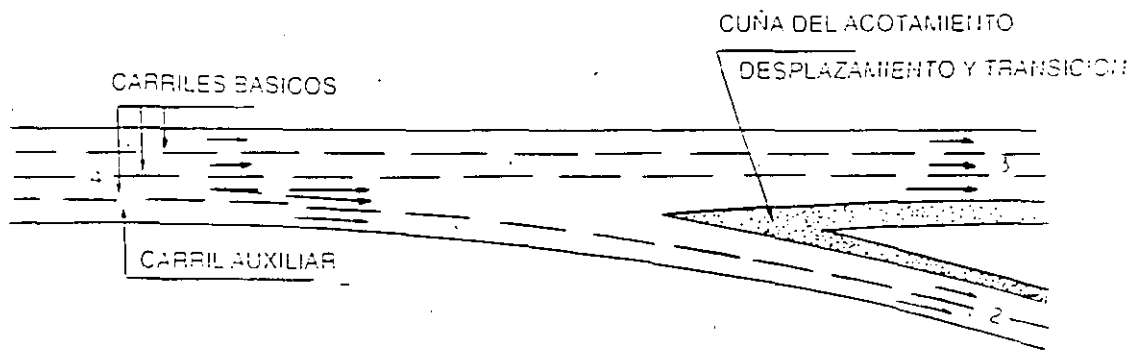


Figura 8-25 Carril auxiliar cancelado en una salida de dos carriles

Las zonas de entrecruzamiento pueden ser eliminadas de la vía principal si se seleccionan entronques cuyas configuraciones no propicien esta clase de maniobras, o bien, incorporando caminos o calles laterales.

Los proyectos que evitan los movimientos de entrecruzamiento, requieren de gran número de estructuras, algunas de ellas muy complejas cuando están involucradas conexiones directas. Con el fin de hacer una elección juiciosa entre varias alternativas, es necesario una evaluación total del costo de los entronques y de los volúmenes de tránsito específicos que van a manejarse.

La capacidad de las zonas de entrecruzamiento puede verse seriamente restringida a menos que su longitud y anchura, junto con el balance de carriles, sean adecuados.

**004.F.13 Caminos y Calles Laterales.-** La ventaja de usar caminos laterales en un entronque son las siguientes: el entrecruzamiento es transferido a estos caminos laterales, desde la vía principal; se pueden desarrollar entradas y salidas sencillas; la salida desde el camino principal puede hacerse desde antes de la estructura; se puede mantener un patrón uniforme de salidas.

Los caminos y calles laterales pueden ser de uno ó dos carriles siendo el factor determinante la capacidad. Es necesario además, mantener el balance de carriles en las entradas y salidas al camino principal. Las velocidades en estas vías laterales, andan usualmente en el rango de 60 a 80 k m/h.

**004.F.14 Proyecto de Entronques con Una y con Dos Salidas.-** En general, los entronques proyectados con una sola salida, son superiores a los que tienen dos salidas, especialmente si una de ellas forma parte de la gaza de una rampa, o bien, cuando la segunda salida es precedida por una entrada y ambas forman parte de rampas con forma de gaza. La eficiencia operacional de todo el entronque puede mejorarse, bien sea que el proyecto sea un trébol completo o un trébol parcial.

Los fines que se persiguen al desarrollar salidas únicas cuando esto es posible, son los siguientes:

- 1) Eliminar el entrecruzamiento del camino principal y transferirlo a una vía con velocidad más baja.
- 2) Proporcionar una salida de alta velocidad, desde el camino principal.
- 3) Simplificar el señalamiento y las decisiones que tienen que tomar los conductores.

- 4) Ser congruentes con las expectativas del conductor al colocar la salida antes de la estructura del paso a desnivel.
- 5) Proporcionar un patrón uniforme de salidas.
- 6) Proporcionar distancias de visibilidad de decisión al tránsito del camino principal.

Cuando se utilizan caminos laterales como el que se muestra en la Figura 8-26, se proyecta una sola salida y el entrecruzamiento se transfiere al camino lateral. Dotar a un entronque de salidas únicas es, sin embargo, más costoso porque hay que agregar un camino adicional y proyectar estructuras de mayor longitud, las cuales en algunos casos deben ser estructuras separadas.

La Figura 8-26 muestra varios entronques que son compatibles con el concepto de ubicación de las salidas antes del paso a desnivel.

**004.F.15 Entradas Incorrectas.**- Las entradas incorrectas en autopistas y en caminos principales no ocurren con frecuencia, pero pueden significar un riesgo potencial de accidentes graves. Es necesario, en consecuencia, vigilar estas situaciones durante todas las etapas del proyecto. La mayor parte de los accesos incorrectos ocurren en rampas de salida de autopistas, en intersecciones a nivel de carreteras principales divididas y en la transición de carreteras sin dividir a carreteras con faja separadora central.

#### **004.G Rampas.**

**004.G.01 Tipos y Ejemplos.**- El término rampa, comprende todas las configuraciones y tamaños de enlaces que conectan dos ramas de un entronque a desnivel. Los componentes de una rampa son los extremos de cada rama del entronque y el enlace que usualmente tiene cierta curvatura e inclinación. Generalmente, las especificaciones de los alineamientos horizontal y vertical son más bajas que las de los caminos principales pero en algunos casos pueden ser iguales.

La Figura 8-27 ilustra diferentes tipos de rampas y sus formas características. Hay muchas variaciones que se utilizan comúnmente, pero todas ellas pueden caer dentro de alguno de los tipos generales mostrados en la Figura anterior.

Un entronque está compuesto generalmente de varios tipos de rampas. Por ejemplo, los entronques tipo trompeta tienen una gaza, una rampa semidireccional y dos rampas direccionales o diagonales.

**004.G.02 Consideraciones Generales para el Proyecto de Rampas.**- Velocidad de Proyecto.- De preferencia, las velocidades de proyecto de las rampas deben aproximarse a la

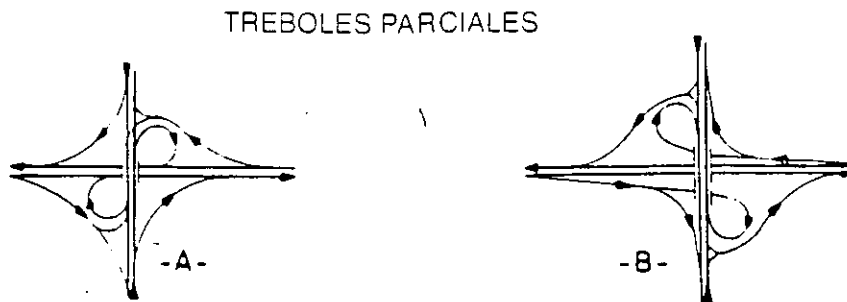
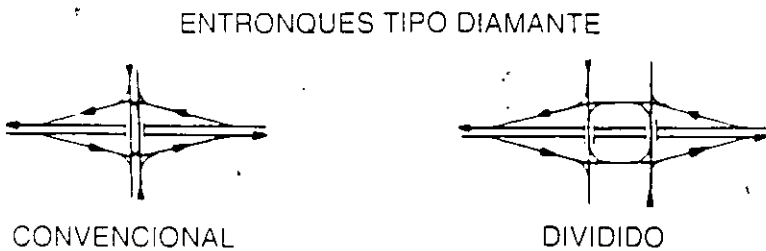
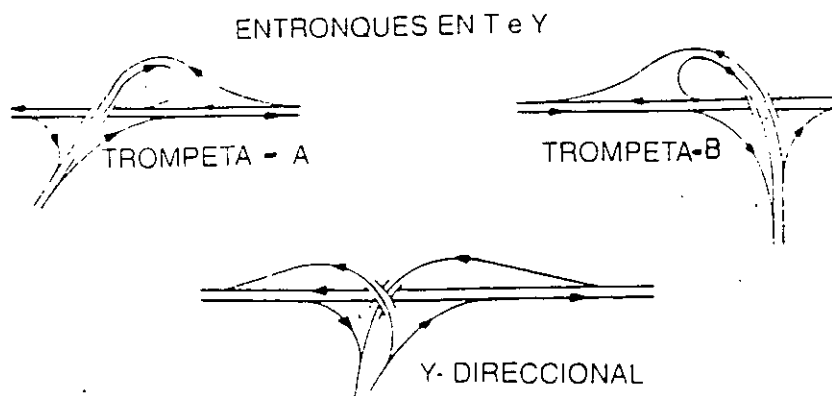


Figura 8-26 Formas de entronques con una y dos salidas

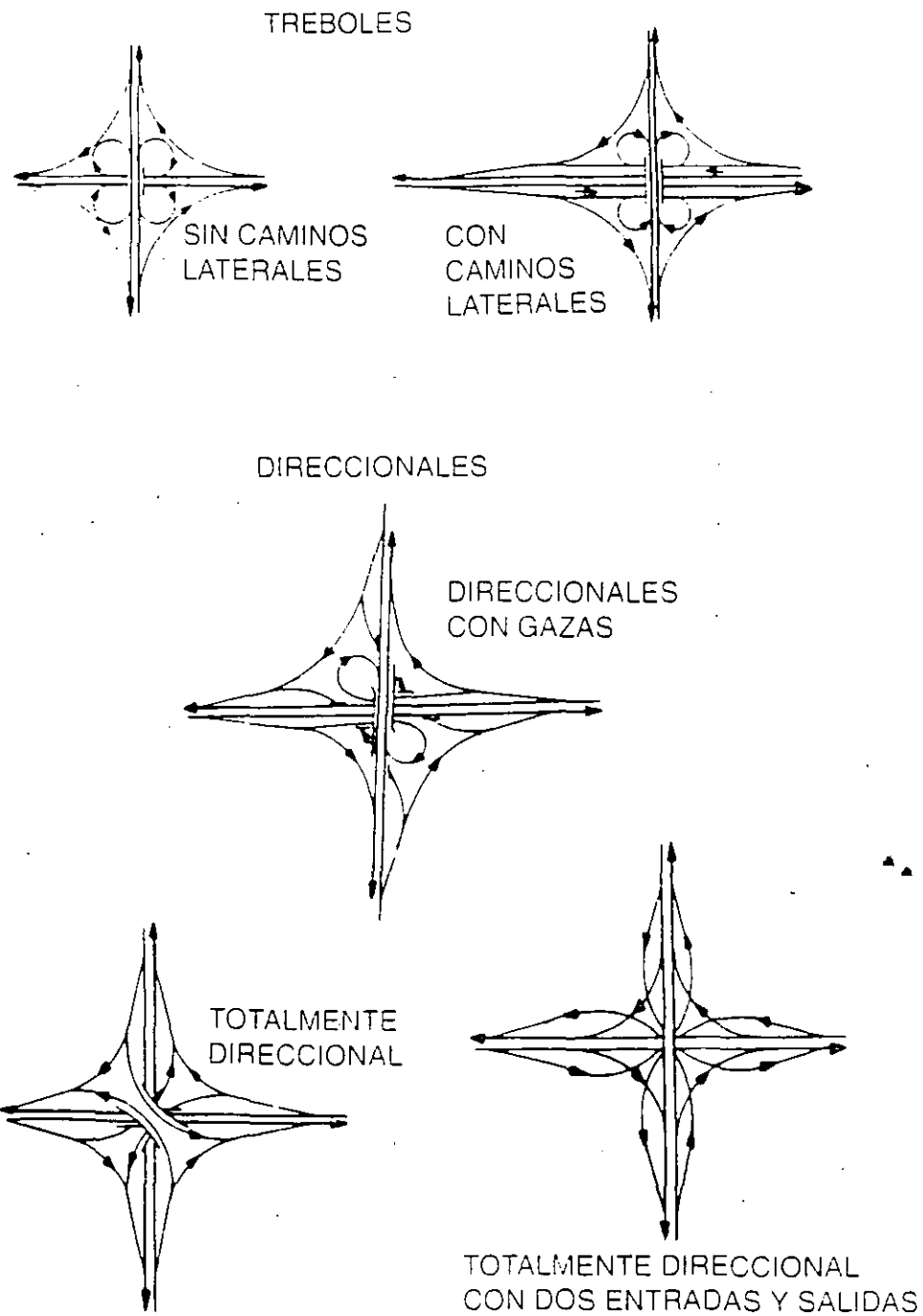


Figura 8-26 Continuación

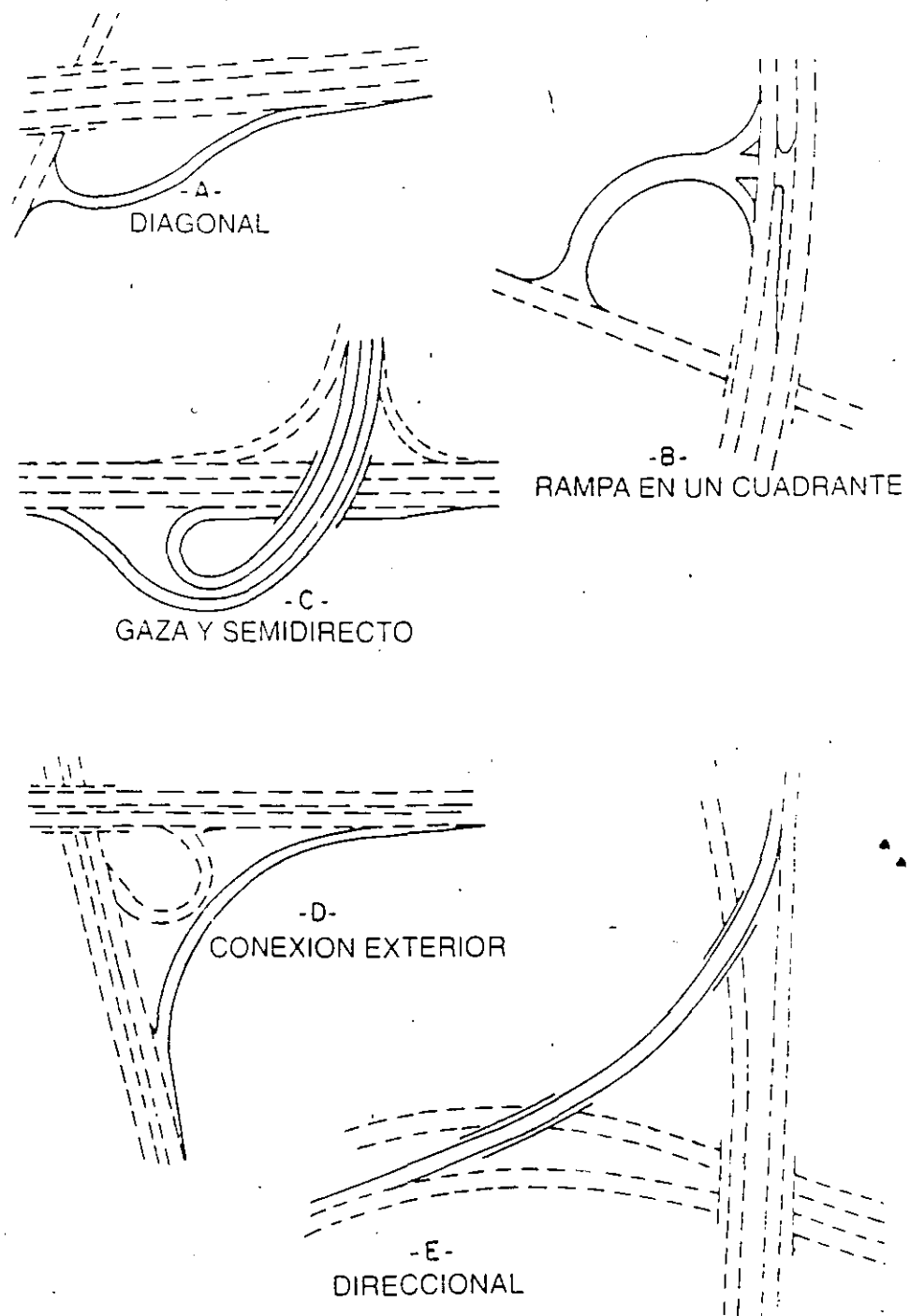


Figura 8-27 Tipos generales de rampas

velocidad de marcha de los caminos principales que concurren al entronque. Estas velocidades no son siempre prácticas, pudiendo requerirse velocidades de proyecto más bajas; de cualquier manera, no deben ser menores que el valor más bajo del rango mostrado en la Tabla 8-1.

Velocidad de proyecto en la carretera	50	65	80	95	105	110
Velocidad de proyecto en la rampa (km)						
Parte superior	40	55	70	80	90	100
Parte media	30	50	55	70	70	80
Parte inferior	25	30	40	50	50	55

Tabla 8-1 Guía de valores para velocidades de proyecto en rampas, relacionadas con la velocidad de proyecto de la carretera.

Porción de la Rampa en que es Aplicable la Velocidad.- Los valores de la Tabla 8-1 son aplicables usualmente a los tramos dentro de la rampa con curvatura más cerrada. Estas velocidades no corresponden a los extremos de la rampa cuyo diseño debe contar con transiciones apropiadas y elementos que permitan un cambio adecuado de velocidades congruente con las velocidades en el camino principal.

Rampas para Vueltas a la Derecha.- Aunque a menudo se logran velocidades de proyecto del rango más alto, en la práctica puede utilizarse cualquier velocidad intermedia. Las rampas diagonales de entronques tipo diamante se usan también para alojar movimientos que dan vuelta a la derecha; en esos casos, es adecuada una velocidad de proyecto correspondiente al rango intermedio.

Gazas.- En las gazas, generalmente, no pueden lograrse velocidades correspondientes al rango más alto. Aquellas rampas con velocidades de proyecto arriba de 50 km/h requieren de grandes áreas, difícilmente disponibles en zonas urbanas por el alto costo que ello significa; además, de tener un costo elevado, implican recorridos considerables para los conductores que dan vuelta a la izquierda. La velocidad de proyecto de las gazas deberá ser, sin embargo, de cuando menos 40 km/h.

Conexiones Semidirectas.- En conexiones semidirectas deben usarse valores de la velocidad de proyecto entre el rango más alto y el más bajo de la Tabla 8-1 y tratar de evitar velocidades menores a 50 km/h. En rampas sencillas de corta longitud no son prácticas velocidades arriba de 80 km/h. En rampas de dos carriles los valores de rango intermedio se consideran apropiados.



**Conexiones Directas.**- En conexiones directas deberán usarse valores de la velocidad de proyecto situadas entre el rango intermedio y el rango más alto. Es conveniente que el valor mínimo sea de 65 km/h y en ningún caso menor de 55 km/h.

**Velocidades de Proyecto de los Caminos Principales.**- El control para elegir la velocidad de proyecto de la rampa debe ser la velocidad más alta de cualquiera de los caminos principales.

**Intersecciones a Nivel en los Extremos de las Rampas.**- Cuando una rampa se une con una calle o camino transversal, formando una intersección a nivel, la Tabla 8-1 no es aplicable a la porción de la rampa cercana a la intersección, debido a que el control en ese punto se hace normalmente con una señal de alto o con un semáforo. El proyecto de estos sitios deberá hacerse aplicando condiciones de radio de giro mínimo.

**Curvatura.**- El efecto deseado en la curvatura de una rampa puede lograrse utilizando curvas compuestas o curvas espirales que se ajusten a las condiciones del lugar y a las trayectorias naturales de los vehículos.

En un entronque semidireccional como el que se muestra diagramáticamente en la Figura 8-28A pueden usarse diversas formas de gazas y de conexiones exteriores. El desarrollo de la gaza con excepción de sus extremos puede ser un arco circular o cualquier otra curva simétrica o asimétrica formada con espirales de transición. El arreglo geométrico puede ajustarse a lugares donde los caminos principales no tienen la misma importancia. En estos casos, la rampa se proyecta para varias velocidades, funcionando como zona de cambio de velocidad. El extremo de conexión de la rampa con la autopista deberá ubicarse normalmente antes de la estructura. El alineamiento más conveniente es uno semejante al de la línea continua (A). Este arreglo, sin embargo, puede requerir un derecho de vía muy grande, cualquier otro arreglo, requiere de una tangente en el centro y curvas en los extremos (líneas B-B y C-C). Cuando la gaza es más importante que la conexión exterior, puede usarse un alineamiento inverso para reducir el derecho de vía como se muestra con la línea (D-D). Para lograr la forma deseada, puede usarse cualquier combinación de las líneas B, C y D.

Las rampas diagonales pueden asumir gran variedad de formas, dependiendo del patrón de tránsito y de las limitaciones del derecho de vía. Como se aprecia en la Figura 8-28B, la rampa puede ser una tangente diagonal con curvas en los extremos de conexión.

Cuando se utilizan rampas diagonales como las de la Figura 8-28C, es deseable que las calles de servicio sean de un solo sentido de circulación. La forma de la conexión semidireccional de la Figura 8-28D está determinada por la

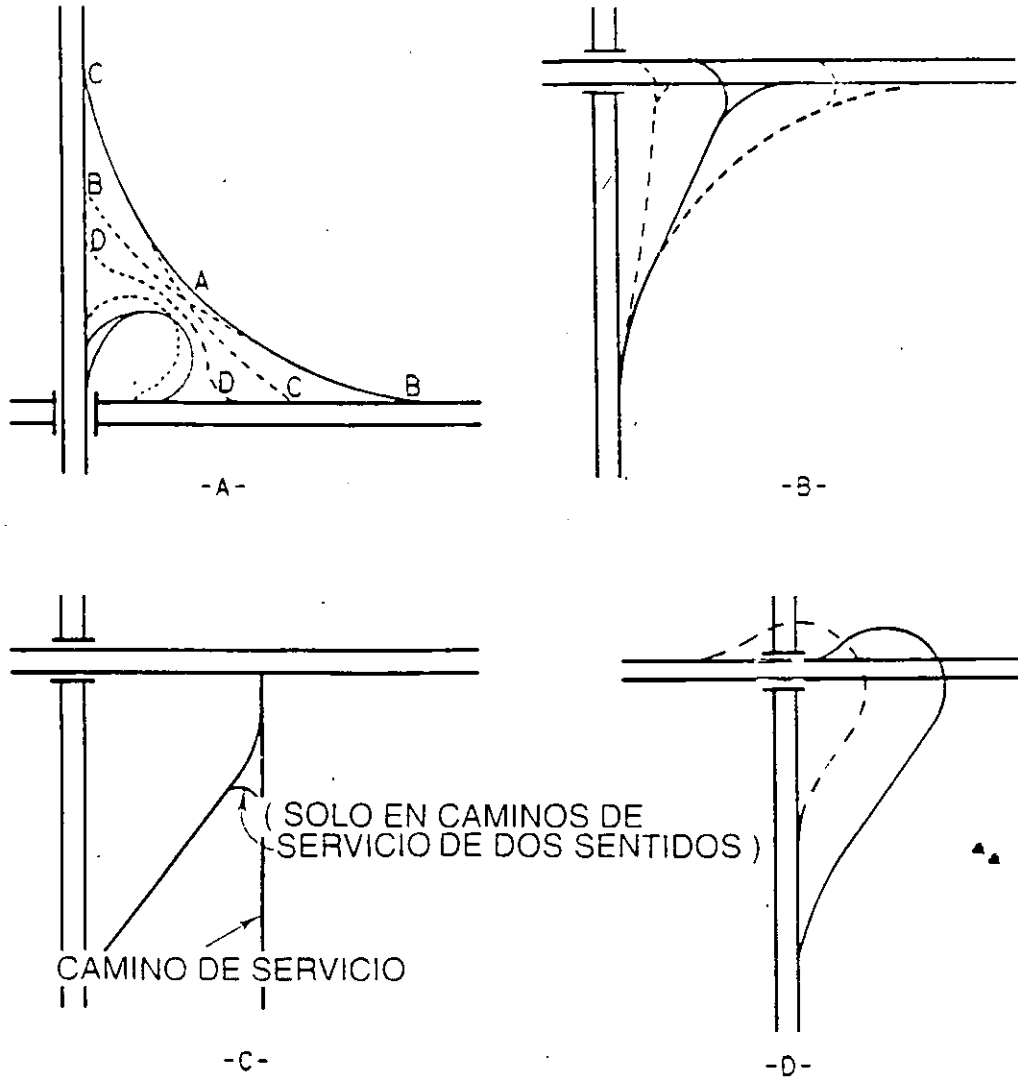


Figura 8-28 Formas de rampas

localización de sus extremos con respecto a la estructura, por la ampliación de la calzada a través de la misma y por el radio de curvatura necesario para mantener la velocidad del tránsito más importante que da vuelta a la izquierda.

Distancia de Visibilidad.- La distancia de visibilidad en las rampas, debe ser por lo menos igual a la distancia de visibilidad de parada. En estos casos, no se requieren distancias de visibilidad de rebase. Es necesario que exista suficiente visibilidad en todo el extremo de conexión incluyendo la nariz de salida y un tramo de la rampa más allá del área de recuperación.

La distancia de visibilidad en una autopista, antes de su aproximación a la nariz de una rampa de salida, debe exceder la distancia mínima de visibilidad de parada correspondiente a la velocidad de proyecto y de preferencia ser 25 por ciento mayor.

Proyecto de la Pendiente y el Perfil.- Las pendientes de las rampas, deberán ser tan suaves como sea posible, con el fin de minimizar el esfuerzo que requieren los conductores para entrar al camino principal. La mayoría de las rampas tienen curvas y pendientes pronunciadas, que entorpecen la fluidez del tránsito. Las pendientes de las rampas pueden ser mayores que las de los caminos principales, sin embargo, no se puede establecer una relación precisa. La pendiente de una rampa depende de varios factores cuyas peculiaridades están sujetas a las condiciones del lugar y del cuadrante donde ésta se ubique.

En general, es más importante lograr una distancia de visibilidad adecuada, que una pendiente de control específica; por consiguiente, en el proyecto, debe darse preferencia a la primera. Usualmente estos dos controles son compatibles.

Como criterio general, es deseable que las pendientes ascendentes con velocidades de proyecto entre 70 y 80 km/h se limiten a valores de 3 a 5 por ciento; de 4 a 6 por ciento para velocidades de 40 a 50 km/h y de 5 a 7 por ciento para velocidades de 20 a 40 km/h. Cuando las condiciones topográficas lo dicten, pueden usarse pendientes mayores que la deseable.

Curvas Verticales.- Usualmente los perfiles de las rampas asumen la forma de una letra S con una curva vertical en columpio, en el extremo inferior y una curva vertical en cresta en el extremo superior. En algunos casos, pueden requerirse curvas verticales adicionales, particularmente, en rampas que cruzan por arriba o pasan por debajo de otros caminos. Cuando una curva vertical en cresta se extiende hasta el extremo de la rampa, la longitud de la curva deberá determinarse usando una velocidad de proyecto intermedia

entre las velocidades de proyecto de la rampa y del camino principal.

**Sobreelevación y Pendiente Transversal.**- La curvatura de la rampa puede ser una curva simple o una combinación de curvas circulares y transiciones. La velocidad de proyecto y la sobreelevación quedan determinadas por la curvatura de la rampa. La sobreelevación tiene que desarrollarse gradualmente en el interior y exterior de la curva. El método para desarrollar la sobreelevación en los extremos de rampas con flujo de tránsito libre, se muestra diagramáticamente en la Figura 8-29.

La Figura 8-29A muestra una transición de salida desde un tramo en tangente, que se prolonga más allá de la zona de desaceleración. La corona normal se proyecta dentro del pavimento auxiliar no requiriéndose sobreelevación hasta que se alcanza el inicio de la curva.

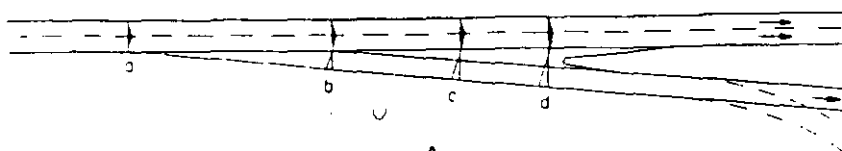
La Figura 8-29B muestra una salida del tipo paralelo desde un tramo en tangente, que conduce a una curva suave de salida. En el punto b, se proyecta la corona normal del camino sobre el pavimento auxiliar. En el punto c, puede cambiarse generalmente, la línea de la corona para iniciar el desarrollo de la sobreelevación de la curva existente. En el punto d, los dos quiebres en la línea de la corona conducen al desarrollo de la sobreelevación completa, en la vecindad de la nariz de entrada.

Las Figuras 8-29C y 8-29D muestran los extremos de una rampa y el pavimento auxiliar sobre el que se proyectaría la sobreelevación del camino.

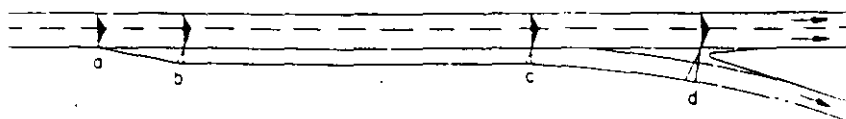
La Figura 8-29E muestra una rampa de entrada del tipo paralelo en la parte superior de la curva. En el punto d, la sobreelevación probablemente sería plana y la sobreelevación completa se alcanzaría en el punto c.

La Figura 8-29F muestra una rampa de salida del tipo paralelo de un tramo en tangente, con una curvatura pronunciada que se desarrolla antes de la nariz de la rampa. Este diseño es típico de gazas de entronques tipo trébol. Parte del cambio de pendiente puede lograrse sobre el carril paralelo con alrededor de la mitad de la sobreelevación desarrollada en el punto b. La sobreelevación completa de la rampa se alcanza más allá de la nariz.

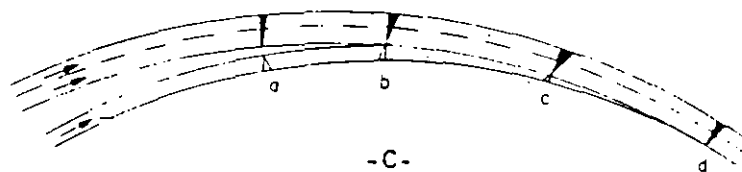
**Áreas de Recuperación.**- El término "área de recuperación" se refiere a la zona situada corriente abajo, desde el punto de intersección de los acotamientos como se ilustra en la Figura 8-30. Físicamente, la nariz es un punto con cierta anchura que separa las dos calzadas arriba de la corriente de tránsito, desde el área de recuperación. La nariz de la rampa es el punto donde los pavimentos se separan. El área neutral es la superficie triangular localizada entre la nariz del



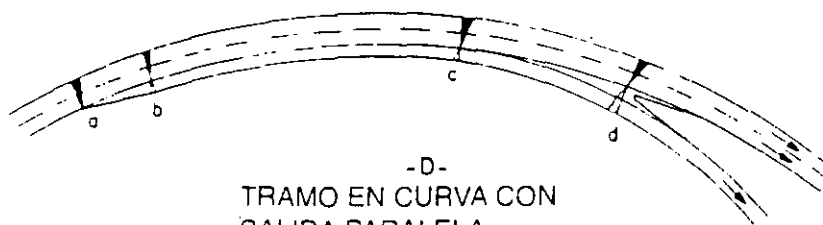
-A-  
TRAMO EN TANGENTE CON TRANSICION DE SALIDA



-B-  
TRAMO EN TANGENTE CON SALIDA PARALELA



-C-  
TRAMO EN CURVA CON TRANSICION  
A LA ENTRADA



-D-  
TRAMO EN CURVA CON  
SALIDA PARALELA




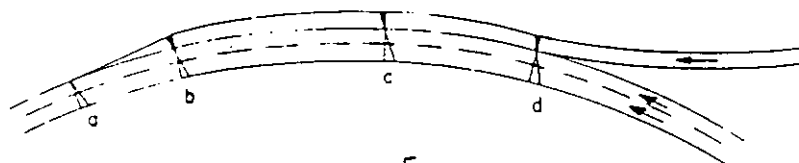
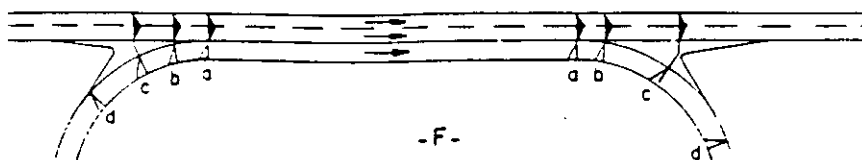
CLAVE:  
 SUPERFICIE DEL PAVIMENTO ARRIBA DE LA LINEA A NIVEL  
 LINEA A NIVEL  
 SUPERFICIE DEL PAVIMENTO ABAJO DE LA LINEA A NIVEL

Figura 8-29 Desarrollo de la sobreelevación en extremos de rampas con flujo libre



-E-

TRAMO EN CURVA CON ENTRADA PARALELA  
EN LA PARTE ALTA DE UNA CURVA



-F-

TRAMO EN TANGENTE EN LA  
ENTRADA Y SALIDA DE UN TREBOL

Figura 8-29 Continuación

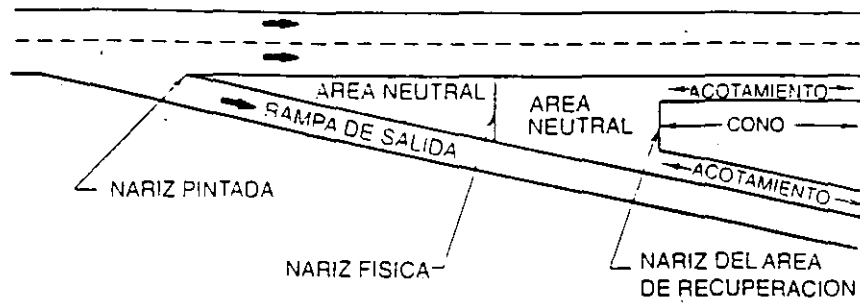


Figura 8-30 Características típicas de una área de recuperación

área de recuperación y la nariz de la rampa. La geometría de esta zona es una parte importante del proyecto del extremo de una rampa. Es una área de decisión que los conductores que se aproximan, deben ver y comprender claramente. En una serie de intersecciones a lo largo de una autopista las áreas de recuperación deben ser uniformes y ofrecer la misma apariencia a los conductores.

Como regla general, la nariz del área de recuperación varía normalmente entre 6 y 9 m, incluyendo los acotamientos. Toda el área triangular debe pintarse con franjas para delinear adecuadamente las trayectorias a ambos lados con el fin de que los conductores identifiquen fácilmente esa zona. La Figura 8-31 detalla esquemáticamente algunos proyectos de áreas de recuperación bajo condiciones de flujo libre.

La Figura 8-31A y 8-31B disponen de una área de recuperación adyacente al carril exterior del tránsito que sigue de frente, con un desfase moderado del pavimento de la rampa.

La Figura 8-31C muestra una bifurcación principal donde ninguno de los caminos que divergen tienen prioridad. El desfase de la nariz es igual para ambas calzadas. En estos casos se pinta un franjeado a partir de la nariz de la bifurcación.

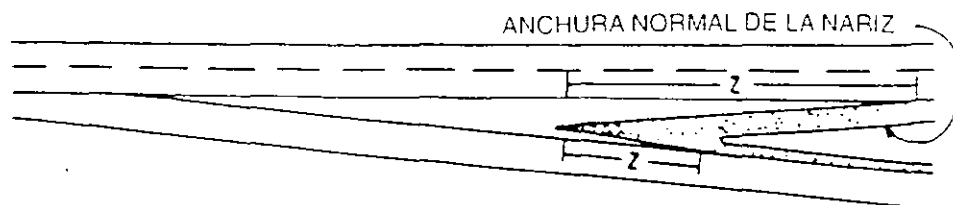
La Tabla 8-2 proporciona las longitudes mínimas recomendables para las transiciones, más allá del vértice del desfase, de acuerdo con la velocidad de proyecto del tránsito que se aproxima.

VELOCIDAD DE PROYECTO DEL CAMINO DIRECTO km/h	VELOCIDAD DE MARCHA km/h	Z = LONGITUD EN METROS DE LA TRANSICION POR METRO DE DESPLAZAMIENTO DE LA NARIZ (C)
50	46	6
60	55	8
70	63	9
80	71	10
90	79	11
100	86	12
110	92	13

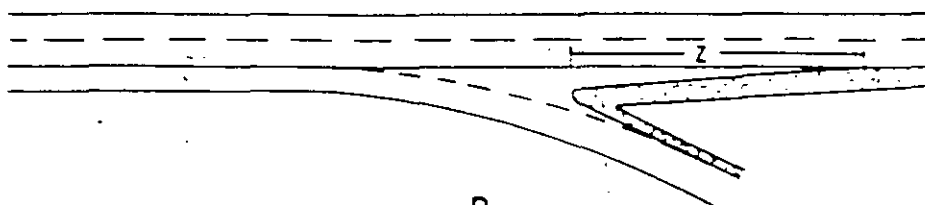
**Tabla 8-2. Longitud mínima de ahusamiento de la nariz.**

**004.G.03 Anchura de Calzada.**- La anchura de calzada en las rampas, está gobernada por el tipo de operación, curvatura y volumen y composición del tránsito. Debe hacerse notar que esta anchura, a diferencia de la anchura de calzada en una carretera, incluye los acotamientos y distancias libres laterales desde la orilla del pavimento. El proyecto de la

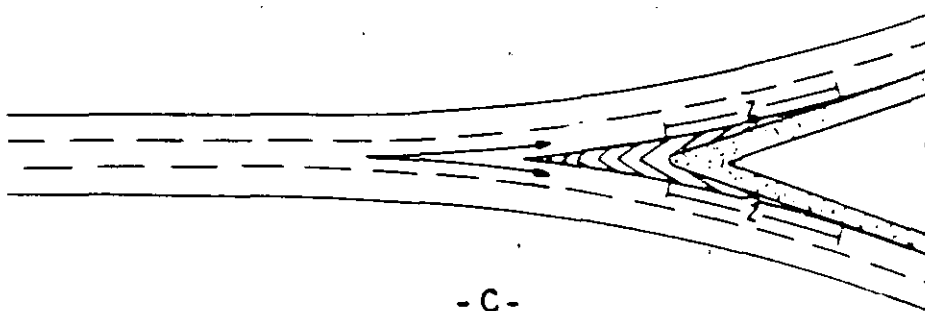




-A-  
TIPO DE TRANSICION DE SALIDA



-B-  
TIPO PARALELO DE SALIDA



-C-  
BIFURCACION PRINCIPAL

NOTA : PARA LONGITUDES DE "Z" VER TABLA 8-2

Figura 8-31 Detalles típico del  
área de recuperación

anchura de las rampas para diversas condiciones se lleva a cabo considerando tres condiciones generales del tránsito.  
Condición del Tránsito A: predominantemente vehículos de proyecto DE-335 pero con algunos camiones DE-610.

Condición de Tránsito B: un número suficiente de vehículos DE-610 como para gobernar el proyecto pero con algunos semirremolques.

Condición de Tránsito C: suficientes vehículos DE-1220 o DE-1525 para gobernar el proyecto.

Las anchuras de las rampas para las diferentes condiciones de tránsito se 004.F.04 se pueden consultar en la Tabla 3-2 del Título "Elementos Básicos para el Proyecto" de estas Normas.

Acotamientos y Distancias Libres Laterales.- Los valores de proyecto para acotamientos y distancias libres laterales, en rampas se determinan de acuerdo con lo siguiente:

1) La suma de la anchura de calzada de una rampa de un solo sentido y la anchura del acotamiento, no exceden la anchura del caso 1, para la condición de tránsito de control y radio de control de la rampa, más 3.00 ó 3.60 m. Usualmente la anchura del acotamiento se lleva a todo lo largo de la rampa, siendo el radio de control el que afecta la mayor parte de la longitud. Como soporte es deseable tener una anchura pavimentada del acotamiento de 0.60 m a 1.20 m del lado izquierdo y el remanente de la anchura total, como acotamiento del lado derecho.

En el caso I, las anchuras acotamiento-rampa-acotamiento (usando 3.0 m adicionales) pueden ser 0.60-4.80-2.40 ó 1.20-4.80-1.80. Cualquier otra combinación que dé una anchura total de 7.80 m puede ser también aceptable.

Para las condiciones de operación del caso II, la anchura puede ser 0.60-6.60-0.60 para un total de 7.80 m, ya que el propio pavimento de la rampa incluye parte de la anchura del acotamiento.

2) Para el caso III, con operación en un solo sentido, la suma de las anchuras de los acotamientos del lado derecho e izquierdo no debe exceder valores entre 3.0 m y 3.50 m.

3) Las rampas direccionales con velocidades de proyecto arriba de 60 km/h deben tener pavimentado el acotamiento del lado derecho con una anchura entre 2.40 m y 3.00 m y una anchura de 0.60 m a 1.60 m en el acotamiento del lado izquierdo.

4) En rampas de autopistas, la anchura del acotamiento del carril del tránsito principal debe llevarse hasta el interior

del extremo de la rampa realizando una transición suave con el acotamiento más angosto del extremo de la rampa.

5) Las rampas deben tener una distancia libre lateral del lado derecho, a partir de la orilla, de por lo menos 1.80 m y de preferencia 2.40 m a 3.00 m y una distancia libre lateral del lado izquierdo de 1.20 m a partir de la orilla del pavimento.

6) Cuando las rampas pasan por debajo de una estructura, la anchura total incluyendo los acotamientos debe continuarse sin cambio. Deberá existir una distancia libre lateral de por lo menos 1.20 m entre la orilla del acotamiento y la estructura.

7) Las rampas que conectan con pasos superiores deben contar con la anchura total, sobre la estructura.

8) Es deseable proyectar rampas que delimiten los acotamientos o aplicar a éstos un color o textura deferentes.

Acotamientos y Guarniciones.- En entronques, los acotamientos se necesitan en las rampas y sus extremos con el fin de proporcionar espacios libres para emergencias, evitando que se interfiera al tránsito principal.

De preferencia, las autopistas deben proyectarse sin guarniciones y extender este tratamiento a las rampas e intersecciones.

En algunas vías de alta velocidad puede ser conveniente colocar guarniciones montables en la orilla de los acotamientos. La necesidad de guarniciones en áreas rurales se presenta rara vez debido a que existen menos restricciones y mayor liberalidad en los proyectos.

**004.G.04 Extremos de las Rampas.-** El extremo de una rampa es el área adyacente al camino principal que incluye carriles de cambio de velocidad, transiciones e isletas. Los extremos de rampas pueden ser intersecciones a nivel como en el caso de carreteras que concurren a entronques del tipo diamante y a entronques con la forma de trébol parcial, o también, aquellas zonas donde la rampa forma ángulos pequeños con el camino principal.

Entradas y Salidas del Lado Izquierdo.- Cuando las entradas y salidas ubicadas en el lado izquierdo, se mezclan con entradas y salidas del lado derecho, se está procediendo en contra de las expectativas del conductor.

Debe ponerse especial cuidado para evitar entradas y salidas del lado izquierdo en el proyecto de entronques. Aún en el caso de una bifurcación de dos vías importantes, el camino menos significativo debe salir y entrar del lado derecho.

Localización de los Extremos de las Rampas y Distancia de Visibilidad.- En entronques del tipo diamante o trébol parcial, se forman intersecciones a nivel. Es deseable, que la intersección se localice a una distancia adecuada del paso a desnivel para disponer de una distancia de visibilidad que permita la entrada y salida con seguridad hacia y desde el camino transversal.

Aquellos proyectos con salidas después de curvas verticales deben evitarse, especialmente en carreteras de alta velocidad. De preferencia, los extremos de las rampas de entrada deben localizarse en pendientes ascendentes con el fin de hacer más fácil la aceleración de los camiones. Las rampas tipo gaza, localizadas después de una estructura, como es el caso de tréboles convencionales o ciertos arreglos de tréboles parciales, usualmente requieren un carril auxiliar paralelo.

Proyecto del Extremo de una Rampa.- Los perfiles de los extremos de las rampas deben proyectarse en combinación con el alineamiento horizontal para evitar restricciones de la visibilidad que afecten la operación.

Control del Tránsito.- Las rampas que se aproximan a señales de alto, deben tener un alineamiento cercano a  $90^\circ$  y estar casi a nivel para no afectar el almacenamiento de vehículos. El control de semáforos puede requerirse en los extremos de rampas que conectan con un camino secundario, cuando el volumen de tránsito es suficiente para justificar una instalación de esta naturaleza. En tales casos, la intersección deberá proyectarse con los procedimientos usuales que se siguen en intersecciones a nivel controladas por semáforos.

Distancia Entre el Flujo de Tránsito en el Extremo del Enlace y la Estructura.- El extremo de una rampa no debe quedar cerca de la estructura de un paso a desnivel. Si no es posible ubicar el extremo de salida antes de la estructura, la salida deberá desplazarse adelante del paso a desnivel con el fin de que los conductores que salen dispongan de cierta distancia para maniobrar con oportunidad, después de pasar la estructura. La distancia entre la estructura y la nariz del extremo de la rampa debe ser suficientemente grande para que los conductores que van a salir del camino principal no entorpezcan al tránsito que sigue de frente. Se sugiere una distancia razonable mínima entre la estructura y la nariz del extremo de la rampa de salida aproximadamente igual a la longitud de la transición requerida para el cambio de velocidad.

Cuando solo se requiere una gaza y ésta se localiza adelante de la estructura, deberá incorporarse un carril de cambio de

velocidad y llevarse a través de la estructura, en caso de que existan problemas de visibilidad.

Cuando la curva de una rampa de entrada ubicada del lado derecho de la estructura, requiere de un carril de aceleración, la rampa debe localizarse de tal manera que pueda proporcionarse la longitud requerida para dicho carril, entre el extremo de la rampa y la estructura. Cuando se localiza el extremo de una rampa cerca de una estructura, debe verificarse la distancia de visibilidad con el fin de que la línea de visión del conductor no quede obstruida por el estribo o el parapeto del puente.

**Distancia Entre Extremos de Rampas Sucesivas.-** En autopistas urbanas existen con frecuencia dos ó más extremos de rampas en secuencia muy cercana, a lo largo del camino principal. Con el fin de proporcionar una longitud suficiente para maniobrar y espacio para ubicar el señalamiento, es necesaria una distancia adecuada entre los extremos de las rampas. La Figura 8-32 muestra el espacio mínimo requerido entre los extremos de rampas, para varias combinaciones de entradas y salidas.

Cuando una rampa de entrada es seguida por una de salida, la distancia mínima absoluta entre ellas, está condicionada por el entrecruzamiento.

**Carriles de Cambio de Velocidad.-** Los conductores que van a salir de una carretera, en un entronque, requieren bajar su velocidad para incorporarse a la rampa de salida. Por otra parte, los conductores que van a incorporarse a una carretera desde un enlace necesitan acelerar para alcanzar la velocidad del tránsito en el camino principal. Considerando que en muchos casos el cambio de velocidad es substancial, es necesario proporcionar carriles auxiliares para que la aceleración y desaceleración se realicen sin interferir con el tránsito principal y para evitar accidentes potenciales. Estos carriles se denominan: carriles de cambio de velocidad.

Como requerimiento mínimo, un carril de cambio de velocidad debe permitir a los conductores, pasar gradualmente de la velocidad de operación en el camino principal a la velocidad de operación de la rampa de una manera segura y confortable.

Los carriles de cambio de velocidad son de dos tipos: con transición y paralelos. El tipo transición trabaja bajo el principio de entrada o salida directas en ángulos pequeños en tanto que el tipo paralelo consiste en un carril adicional para el cambio de velocidad.

**004.G.05 Extremos de Enlaces de Entrada de un Solo Carril, con Flujo Libre.-** Tipo Transición .- Las entradas con carriles de transición, de dimensiones apropiadas, usualmente operan suavemente bajo cualquier condición de volúmenes de

EN - EN O SAL - SAL		SAL - EN		CAMINOS PARA VUELTA		EN - SAL (ENTRECruzAMIENTO)			
						* NO APLICABLE A TREBLES Y GAZAS			
AUTO PISTA	CC O AD	AUTO PISTA	CC O AD	SISTEMA DE ENTRONQUES	ENTRONQUE DE SERVICIO	SISTEMA DE ENTRONQUES		ENTRONQUE DE SERVICIO	
						AUTOP. O AD	CC O AD	AUTOP. O AD	CC O AD
LONGITUDES MINIMAS ENTRE RAMPAS SUCESIVAS									
300	240	150	120	240	180	600	480	480	300
NOTE		AD - AUTOPISTA DISTRIBUIDORA CC - CAMINO COLECTOR		EN - ENTRADA SAL - SALIDA					

Figura 8-32 Espaciamiento mínimo recomendable entre los extremos de rampas

tránsito. Mediante un ajuste a la velocidad, el conductor que entra puede aprovechar un espacio disponible en la corriente de tránsito. En la Figura 8-33A se puede observar el extremo de una rampa de entrada con un solo carril de transición.

La entrada se hace a la autopista mediante una transición larga y uniforme. Estudios operacionales indican que las transiciones deseables entre la orilla exterior del carril de aceleración y la orilla del camino principal están en el rango de 50:1 y 70:1. La geometría de la rampa debe ser tal, que los conductores puedan alcanzar una velocidad aproximadamente igual a la velocidad de marcha promedio de la autopista, menos 10 km/h, en el lugar donde la orilla exterior de la rampa se une con la autopista.

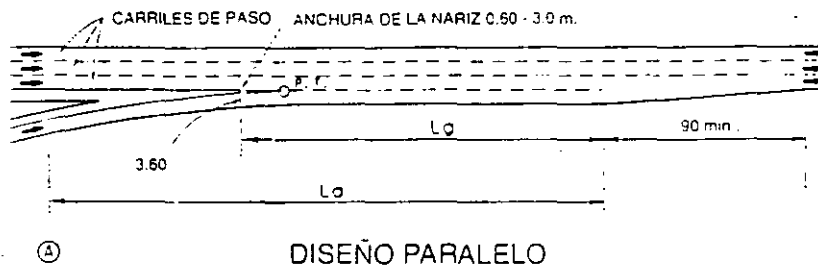
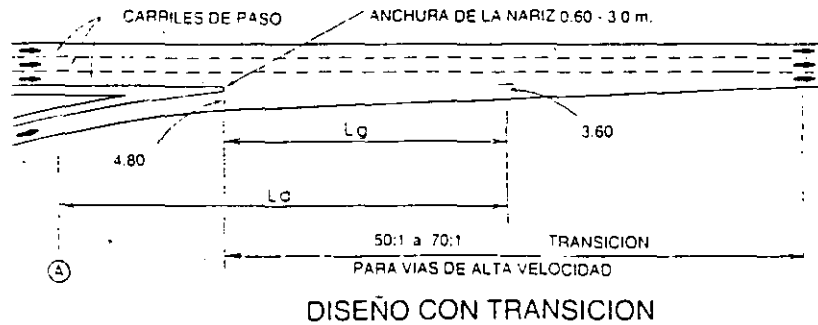
La Tabla 8-3 muestra las longitudes mínimas de aceleración para extremos de rampas de entrada. Cuando la rampa está en una pendiente, las longitudes deben ajustarse de acuerdo con lo indicado en la Tabla 8-4.

**Tipo Paralelo.**- Las rampas de entrada que cuentan con un carril auxiliar paralelo de suficiente longitud permiten a un vehículo acelerar hasta llegar a la velocidad de la autopista, antes de incorporarse. Se debe proporcionar una transición al final de este carril.

La Figura 8-33B muestra el extremo de una rampa de entrada con un carril auxiliar de cambio de velocidad, paralelo. La transición al final de este carril debe ser adecuada para guiar gradualmente al vehículo hacia los carriles de la autopista. Transiciones con longitudes de 90 m aproximadamente, son apropiadas para velocidad de 110 km/h.

**004.G.06 Extremos de Rampas de Salida de un Solo Carril, con Flujo Libre.**- **Tipo Transición.**- El carril tipo transición, se ajusta bien a las trayectorias directas que normalmente prefiere la mayoría de los conductores, permitiendo que sigan fácilmente una trayectoria que los conduce al área de divergencia. El extremo de salida, empieza con un quiebre del alineamiento de la orilla exterior, con objeto de proporcionar una indicación clara a los conductores del punto de partida, desde el carril exterior del camino principal; se ha encontrado que esta configuración opera adecuadamente en autopistas con altos volúmenes de tránsito. El ángulo de divergencia varía usualmente entre 2° y 5°. La Figura 8-34A muestra el diseño típico de un extremo de rampa de salida con un carril del tipo transición.

Las longitudes mínimas de desaceleración para varias combinaciones de proyecto de la carretera y de la rampa, se dan en la Tabla 8-5. Los ajustes por pendiente se indican en la Tabla 8-4.



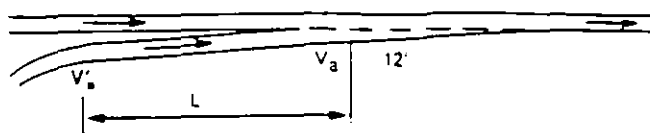
## NOTAS:

1.  $L_a$  ES LA LONGITUD REQUERIDA DE ACELERACION COMO SE MUESTRA EN LA TABLA 8-3 y 8-4
2. EL PUNTO A CONTROLA LA VELOCIDAD DE SEGURIDAD EN LA RAMPA.  $L_a$  NO DEBE EMPEZAR ATRAS DE LA CURVATURA DE LA RAMPA A MENOS QUE EL RADIO SEA IGUAL O MAYOR DE 300 m.
3.  $L_g$  ES LA LONGITUD DEL INTERVALO O ESPACIO ACEPTABLE.  $L_g$  DEBE SER UN MINIMO DE 90 m. a 150 m. DEPENDIENDO DE LA ANCHURA DE LA NARIZ.
4. EL VALOR DE  $L_a$  O  $L_g$ , CUALQUIERA QUE PRODUZCA LA MAYOR DISTANCIA CORRIENTE ABAJO, DESDE DONDE LA ANCHURA DE LA NARIZ ES IGUAL A 0.60 m., SE SUGIERE PARA USARSE EN EL PROYECTO DE LA ENTRADA DE LA RAMPA.

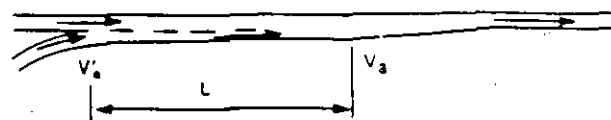
Figura 8-33 Rampas típicas de entrada de un solo carril



Carretera		Longitud de aceleración, L(m) para velocidad de proyecto de curvas de entrada (Km/h)									
Velocidad de proyecto (Km/h)	Velocidad de marcha, $V_a$ (Km/h)	Condición de parada	y Velocidad Inicial, $V'a$ (Km/h)								
			25	30	40	50	55	65	70	80	
			0	23	29	35	42	48	58	64	71
50	37	58	-	-	-	-	-	-	-	-	-
65	50	116	98	76	67	43	-	-	-	-	-
80	63	232	213	192	177	152	116	49	-	-	-
100	76	357	341	326	305	278	244	180	122	52	-
110	85	485	469	457	430	405	375	308	253	177	-



TIPO TRANSICION



TIPO PARALELO

Nota: Se recomiendan transiciones uniformes de 50:1 a 70:1 donde la longitud del carril de aceleración exceda de 395 m.

Tabla 8-3 Longitudes mínimas de aceleración para extremos de entradas con pendientes del 2% o menores

Velocidad de proyecto de la carretera (Km/h)	Carriles de Desaceleracion	
	Relación de la Longitud en Pendiente a la Longitud a nivel para la Velocidad de Proyecto de la Curva del Enlace (Km/h) <sup>a</sup>	
	3 a 4 % en ascenso	3 a 4 % en descenso
Todas	0.9	1.2
Todas	0.8	1.35

Velocidad de proyecto de la carretera (Km/h)	Carriles de Aceleracion				
	Relación de la Longitud en Pendiente a la Longitud a nivel para la Velocidad de Proyecto de la Curva del Enlace (Km/h) <sup>a</sup>				
	30	50	65	80	Todas las Velocidades
	3 a 4 % en ascenso			3 a 4 % en descenso	
65	1.3	1.3	-	-	0.7
80	1.3	1.4	1.4	-	0.65
95	1.4	1.5	1.5	1.6	0.6
110	1.5	1.6	1.7	1.8	0.6
	5 a 6 % en ascenso			5 a 6 % en descenso	
65	1.5	1.5	-	-	0.6
80	1.5	1.7	1.9	-	0.5
95	1.7	1.9	2.2	2.5	0.5
110	2.0	2.2	2.6	3.0	0.5

<sup>a</sup> La relación de esta tabla multiplicada por la longitud en la tabla 8-3 u 8-5 da la longitud del carril de cambio de velocidad en función de la pendiente

**Tabla 8-4 Factores de ajuste en los carriles de cambio de velocidad en función de la pendiente**

Carretera		Longitud de desaceleración, L(m) para velocidad de proyecto de curvas de salida, V' (Km/h)									
Velocidad de Proyecto V (Km/h)	Marcha Va (Km/h)	Condición de parada									
		25	30	40	50	55	65	70	80	y Velocidad Inicial, V'a (Km/h)	
		0	23	29	35	42	48	58	64	71	
50	45	72	56	49	43	—	—	—	—	—	
65	58	96	90	81	72	56	47	—	—	—	
80	70	133	123	117	108	96	87	69	53	—	
100	83	162	152	149	140	131	125	104	91	73	
105	88	173	164	161	149	146	131	115	100	85	
110	93	187	180	174	168	155	149	131	119	104	

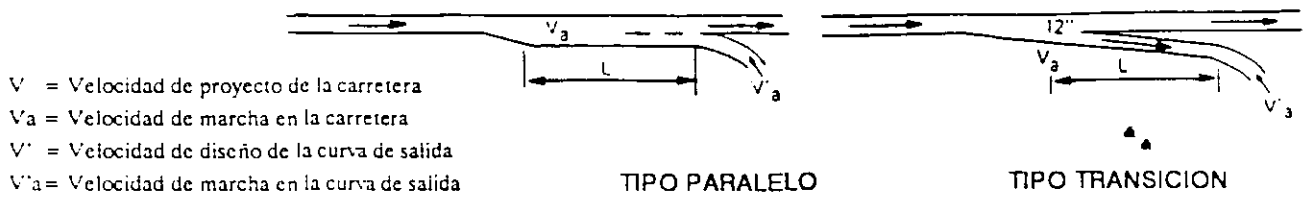


Tabla 8-5 Longitudes mínimas de aceleración para salidas con pendientes del 2% o menores

Tipo Paralelo.- El extremo de una rampa con un carril auxiliar del tipo paralelo, usualmente inicia con una transición seguida por una longitud en que se aloja el carril auxiliar completo. En la Figura 8-34B, se muestra el extremo de una rampa de salida con un carril del tipo paralelo. Las longitudes mínimas se dan en la Tabla 8-5 y los ajustes por pendiente en la Tabla 8-4.

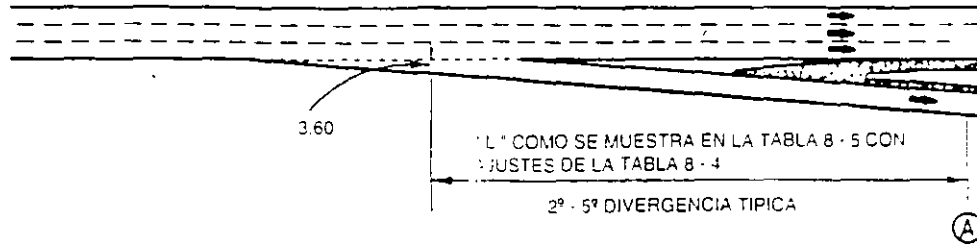
Extremos de Rampas en Curva, con Flujo Libre.- Debido a que las curvas en autopistas son suaves, usualmente no es necesario hacer ningún ajuste apreciable a los extremos de las rampas. Sin embargo, cuando las curvas son relativamente cerradas y es necesario proporcionar entradas y salidas en esos sitios, puede ser deseable hacer algunos ajustes para evitar problemas operacionales.

En autopistas con velocidades de proyecto de 90 km/h o mayores, las curvas son suficientemente suaves y cualquiera de los dos tipos de carril de cambio de velocidad, transición o paralelo, resultan apropiados.

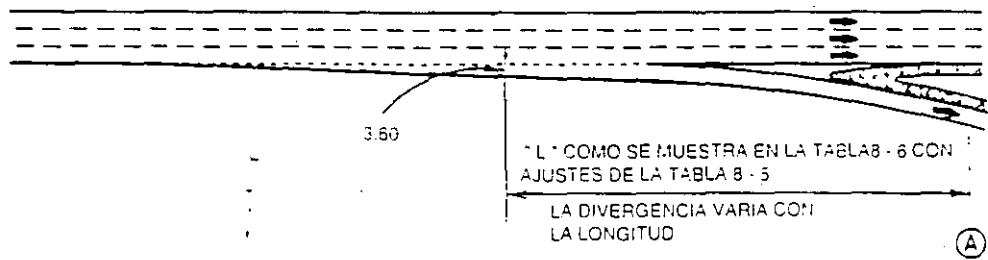
Cuando los extremos de las rampas se encuentran sobre curvas, relativamente cerradas, como las que pueden presentarse en autopistas con velocidades de proyecto de 80 km/h, los carriles de cambio de velocidad del tipo paralelo tienen cierta ventaja sobre los del tipo transición. En las salidas, es menos probable que un carril paralelo confunda a los conductores que van de paso y en las entradas, estos carriles propician usualmente operaciones de convergencia más suaves. En la Figura 8-35 se muestran diagramáticamente algunos carriles del tipo paralelo en extremos de rampas sobre curvas.

Las maniobras de entrada localizadas en tramos sobre curvas, son generalmente más problemáticas que las salidas. Las Figuras 8-35A y 8-35B muestran entradas ubicadas en lugares donde la curvatura de la carretera es hacia la izquierda y hacia la derecha, respectivamente. Es importante que la curva, al aproximarse a la rampa, tenga un radio más largo, al unirse con el carril de aceleración. La transición del carril de aceleración debe ser larga, de preferencia de 90 m. Cuando se presenta un alineamiento inverso entre la rampa y el carril de cambio de velocidad, debe introducirse una tangente para ayudar a la sobreelevación de la transición. Las salidas pueden ser particularmente problemáticas cuando la curvatura de la carretera es hacia la izquierda, debido a que el tránsito del carril exterior tiene tendencia a entrar en la rampa.

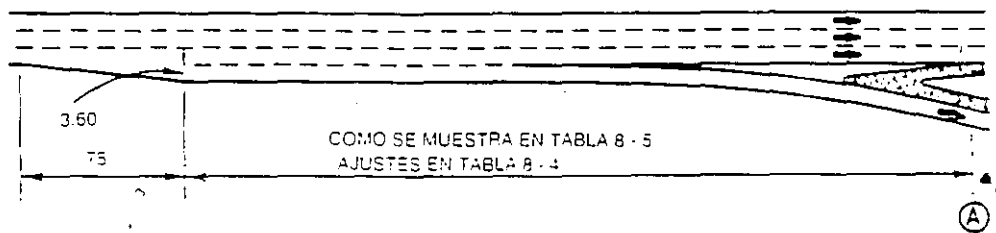
Las salidas en carreteras con curvatura hacia la izquierda deben evitarse. Es necesario tener cuidado con la posición de la transición del carril de desaceleración en el exterior de la curva. El diseño debe proporcionar un quiebre pronunciado en el lado derecho de la calzada que sirva como guía a los conductores que van a seguir de frente evitando que entren



-A- PROYECTO CON TRANSICION - TANGENTE



-B- PROYECTO CON TRANSICION - CURVILINEO



-C- PROYECTO PARALELO

(A) PUNTO QUE CONTROLA LA VELOCIDAD DE SEGURIDAD EN LA RAMPA

Figura 8-34 Rampas de salida de un sólo carril

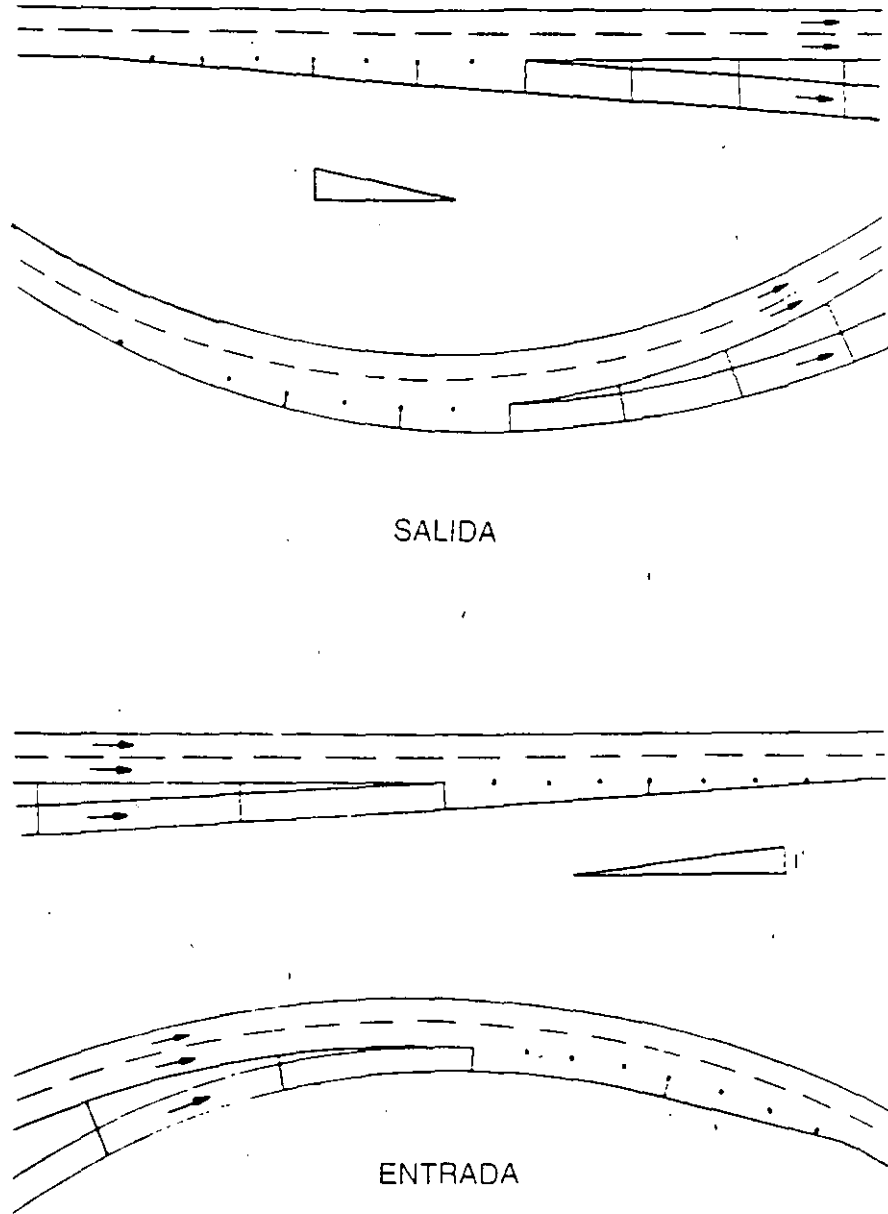


Figura 8-35 Esquema de extremos de rampas del tipo transición sobre curvas

inadvertidamente a la rampa. Para que el carril de desaceleración sea más aparente a los conductores, la transición deberá ser más corta, de preferencia no mayor de 30 m.

Con la curvatura del camino hacia la derecha y la salida ubicada del lado derecho, (Figura 8-35B) existe también, una tendencia de los vehículos a salir inadvertidamente de la carretera. En este caso, la transición debe ser corta con el fin de proporcionar un punto que sirva de referencia a los conductores del lugar donde se inicia el carril de desaceleración.

**Extremos de Rampas de Carriles Múltiples, con Flujo Libre.-** Los extremos de rampas de carriles múltiples, se requieren en sitios donde el tránsito es demasiado grande para que un solo carril pueda operar adecuadamente. Otra consideración para proyectar extremos de rampas de este tipo, es la continuidad de la ruta, el entrecruzamiento, el balance de carriles y la flexibilidad del proyecto. Los extremos de rampas de carriles múltiples se presentan normalmente en autopistas donde las entradas y salidas son de dos carriles.

**Entradas de Dos Carriles.-** Las entradas de dos carriles se justifican en los siguientes casos: en conexiones de dos carreteras o por requerimientos de capacidad de la rampa.

Con el fin de satisfacer el balance de carriles, debe proporcionarse cuando menos un carril adelante de la rampa. Este puede ser un carril básico cuando no hay suficiente capacidad o un carril auxiliar que puede cancelarse entre 750 y 900 m, adelante de la rampa, o en el siguiente entronque. En algunos casos, pueden ser necesarios hasta dos carriles cuando hay insuficiencia de capacidad. La Figura 8-36 ilustra el extremo de una rampa de dos carriles, donde la autopista tiene poco o ningún efecto en el proyecto. La Figura 8-36 muestra el extremo de rampas de dos carriles donde se ha agregado un carril a la autopista. La Figura 8-36A ilustra una entrada de tipo transición y la Figura 8-36B una de tipo paralelo. No se recomienda mezclar ambas soluciones a lo largo de una ruta. La Tabla 8-4 indica las distancias mínimas de aceleración en rampas de entrada considerando los espacios mínimos aceptables en la corriente de tránsito. Cuando existen pendientes, dichas longitudes deberán de ajustarse de acuerdo con lo indicado en la Tabla 8-5.

**Entradas de Dos Carriles.-** Las entradas de dos carriles se justifican en las conexiones de dos ramas de una autopista o camino principal, o por requerimientos de capacidad de la rampa de entrada. Para satisfacer el balance de carriles debe proporcionarse por lo menos un carril adicional corriente abajo. Este puede ser un carril básico si llegara a necesitarse capacidad adicional o un carril auxiliar que podrá ser cancelado en una distancia de 750 m a 900 m, más

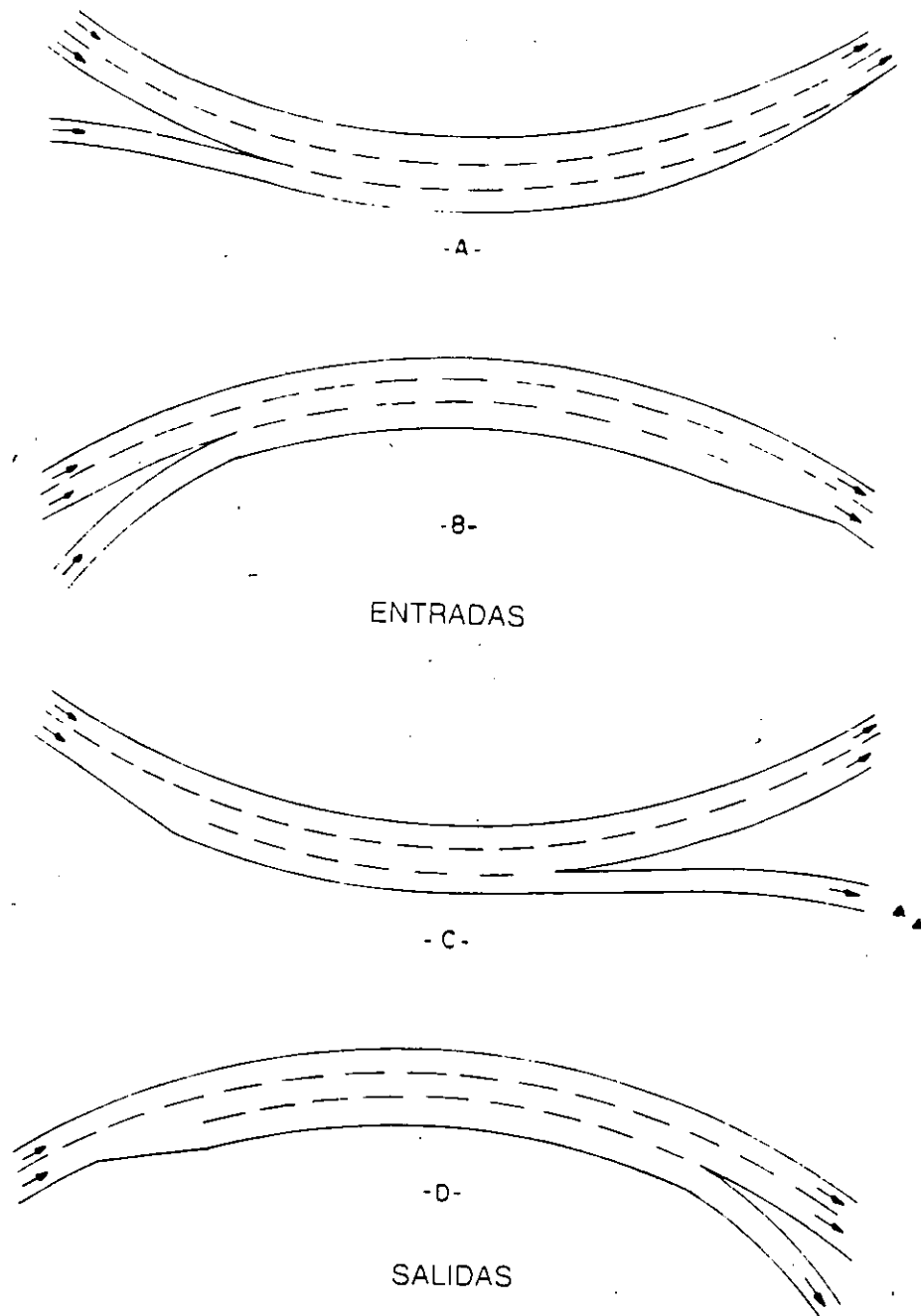


Figura 8-36 Extremos de rampas de tipo paralelo sobre curvas



adelante o en el siguiente entronque. Algunas veces pueden requerirse dos carriles adicionales por razones de capacidad.

La Figura 8-37 ilustra una entrada simple de dos carriles en el extremo de una rampa, donde se ha aumentado un carril a la autopista. La Figura 8-37A muestra el uso del tipo transición y la 8-37B el uso del tipo paralelo.

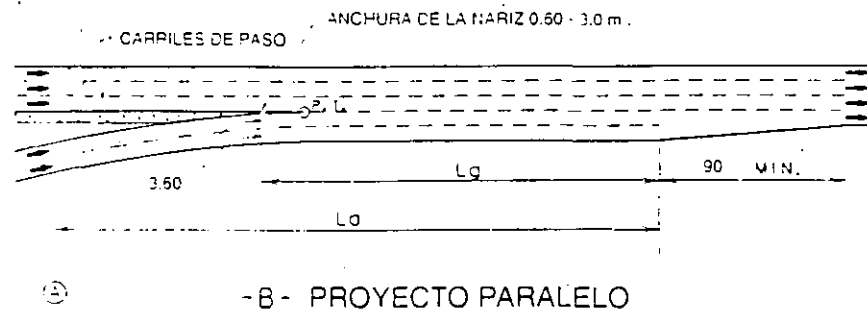
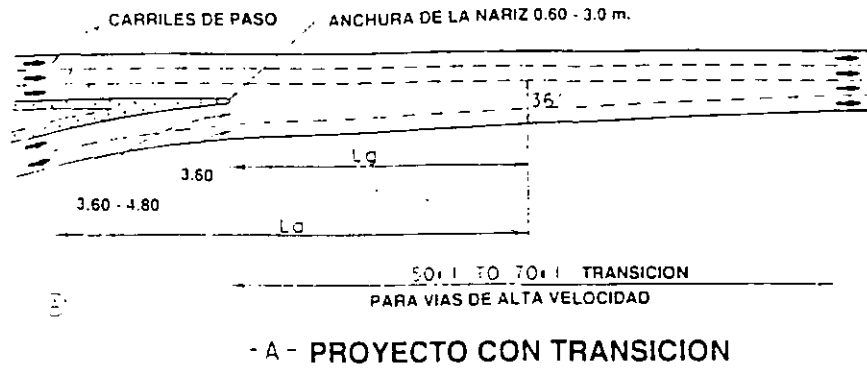
Salidas de Dos Carriles.- Cuando el tránsito que sale de una autopista excede la capacidad de un carril sencillo en el extremo de la rampa, es necesario proporcionar un carril adicional. Para satisfacer los requerimientos de balance de carriles y no reducir el número básico de carriles de la vía principal, usualmente es necesario agregar un carril auxiliar adelante de la salida para que la capacidad de la salida se aproveche plenamente, es conveniente desarrollar ese carril en una longitud de 450 m aproximadamente. En la Figura 8-38 se muestran dos diseños típicos de extremos de rampas de entrada de dos carriles. El tipo transición se muestra en la Figura 8-38A y el tipo paralelo en la Figura 8-38B.

En casos donde el número de carriles tiene que ser reducido más allá de la rampa de dos carriles, deberá continuarse el número básico de carriles adelante de la salida, antes de suprimir el carril exterior. Este diseño proporciona una área de recuperación que pueden utilizar aquellos vehículos del tránsito principal que permanecen en ese carril.

Extremos de Rampas de Dos Carriles en Curvas del Alineamiento Horizontal.- El proyecto de extremos de rampa ubicadas en la curva de una autopista se manejan con los mismos principios de diseño que en el caso de extremos de rampas de un carril.

Bifurcaciones Principales.- Una bifurcación principal se define como la zona donde termina una autopista dividiéndose en dos rampas direccionales de carriles múltiples, que se conectan más adelante con otra autopista.

El proyecto de bifurcaciones principales está sujeto a los mismos principios de balance de carriles que se aplican en cualquier otra zona de divergencia. El número total de carriles de los dos caminos que se bifurcan, más allá de la divergencia, deben exceder al número de carriles que se aproxima a esa área, menos uno. Por consiguiente, la nariz de la bifurcación debe colocarse alineándola directamente con el eje central de uno de los carriles interiores como se ilustra en las Figuras 8-39A, 8-39B y 8-39C, donde se puede apreciar que los alineamientos de los caminos que se separan están sobre una curva. Este carril interior se prolonga con su anchura total, a la derecha e izquierda del área de recuperación; su anchura debe ser por lo menos de 7.20 m en la nariz y de preferencia no mayor de 8.40 m. La longitud en que tiene lugar la ampliación para pasar de 3.60 m a 7.20 m, debe estar en el rango de 300 m a 540 m.



## NOTAS

- 1  $L_0$  ES LA LONGITUD REQUERIDA DE ACELERACION COMO SE MUESTRA EN LA TABLA 8-3 Y 8-4.
- 2 EL PUNTO A CONTROLA LA VELOCIDAD DE SEGURIDAD EN LA RAMPA.  $L_0$  NO DEBE EMPEZAR ATRAS DE LA CURVATURA DE LA RAMPA A MENOS QUE EL RADIO SEA IGUAL O MAYOR DE 300 m.
- 3  $L_g$  ES LA LONGITUD DEL INTERVALO O ESPACIO ACEPTABLE.  $L_g$  DEBE SER UN MINIMO DE 90 m a 150 m DEPENDIENDO DE LA ANCHURA DE LA NARIZ.
- 4 EL VALOR DE  $L_0$  O  $L_g$  CUALQUIERA QUE PRODUZCA LA MAYOR DISTANCIA CORRIENTE ABAJO, DESDE DONDE LA ANCHURA DE LA NARIZ ES IGUAL A 0.60 m SE SUGIERE PARA USARSE EN EL PROYECTO DE LA ENTRADA DE LA RAMPA.

Figura 8-37 Rampas típicas de entrada de dos carriles

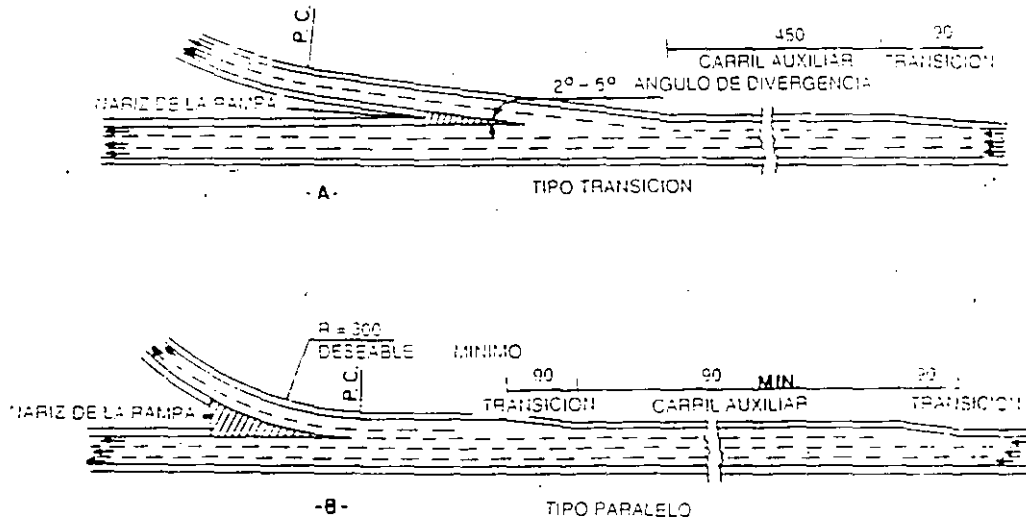


Figura 8-38 Extremos de rampas de salida de dos carriles.

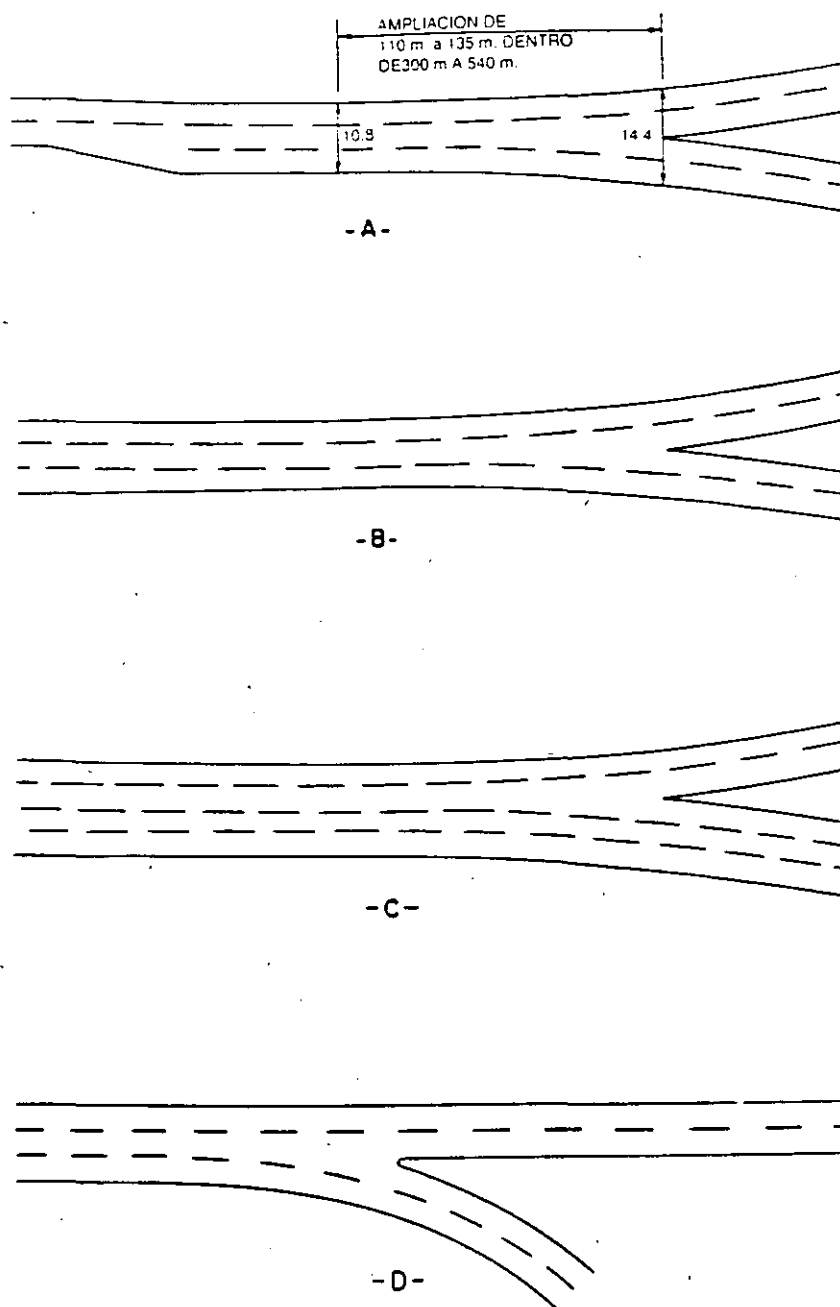


Figura 8-39 Bifurcaciones principales

En algunos casos, la demanda de tránsito puede hacer necesario que el número de carriles más allá del área de convergencia tenga que ser igual al número de carriles de los dos caminos que se aproximan. La Figura 8-40A muestra un diseño como el descrito anteriormente cuya geometría no significa ningún problema operacional.

Si los volúmenes de tránsito por carril son casi iguales puede ser apropiado terminar el carril del lado derecho como se muestra en la Figura 8-40B. En cualquier caso, es más importante la consistencia en el sistema que el volumen de tránsito por carril, ya que éste último puede modificarse en el proyecto específico. El carril que termina, debe llevarse con su anchura total en una distancia de 300 m aproximadamente antes de hacer la transición.

Otra consideración es la posibilidad de una convergencia interior que opera a alta velocidad como se muestra en la Figura 8-40C. Esta convergencia debe ser tratada en forma semejante que en los casos de convergencias con un carril del lado derecho.

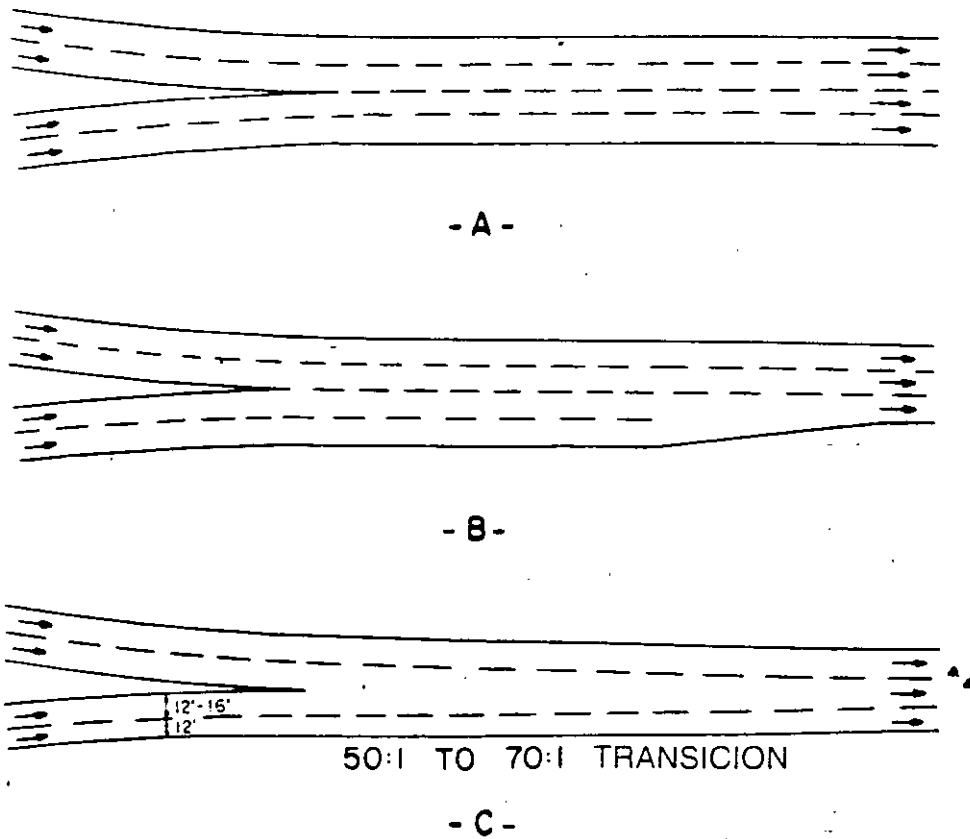


Figura 8-40 Conexiones de ramas de una autopista

**CAPITULO 005 REFERENCIAS**

- 8.1 *Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras.* Secretaría de Comunicaciones y Transportes, (SCT) México 1991.
- 8.2 *Normas de Servicios Técnicos, Proyecto Geométrico de Carreteras.* SCT, México 1984.
- 8.3 *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets,* AASHTO; Washington, D. C. 1990.
- 8.4 *Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras.* SCT, México 1986.

N O R M A S   S . C . T .  
LIBRO 2  
P R O Y E C T O  
PARTE 2.02  
PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

TITULO 2.02.09  
SERVICIOS COMPLEMENTARIOS



## **CAPITULO 001 DEFINICIONES**

### **001.A Servicios en un Camino.**

Es la obra o conjunto de obras que se ejecutan generalmente inmediatas al derecho de vía y que tienen como propósito satisfacer las necesidades del usuario durante su viaje.

### **001.B Instalaciones Marginales.**

Son las obras que se hacen fuera del derecho de vía, para uso de la comunidad o de particulares, pero cuyo funcionamiento puede afectar la operación del camino.

### **001.C Accesos.**

Es la obra que se hace dentro del derecho de vía de un camino, para permitir la entrada y/o salida, desde un servicio, calle lateral, predio, instalación marginal o establecimiento de cualquier índole.

## **CAPITULO 002. SERVICIOS**

Los servicios en general, pueden clasificarse en públicos y privados, dependiendo de quien los proporcione.

### **002.A Tipos de Servicio.**

Se consideran como servicios, a título enunciativo pero no limitativo, los siguientes:

- Estaciones de Servicios (gasolineras)
- Estaciones de Cobro
- Talleres Mecánicos
- Estacionamientos
- Paradas de Autobuses
- Paradores
- Centrales de Vigilancia y Auxilio Vial
- Teléfonos de Auxilio
- Información Turística
- Zonas de Descanso
- Miradores
- Hoteles y Moteles
- Campos de Remolques
- Campos Turísticos
- Restaurantes, Comercios y Similares
- Puestos de Auxilio Médico

### **002.B Requisitos de los Servicios**

**002.B.01. Generalidades.-** Los servicios complementan el funcionamiento de una carretera al satisfacer las necesidades de vehículos y pasajeros, que a su vez representa ventajas para la circulación y para la seguridad de la carretera.

De acuerdo a la distancia entre poblaciones se decidirá la conveniencia de ubicar los servicios aprovechando la infraestructura de las áreas urbanas o localizar los necesarios a campo raso.

Todos los servicios necesitan tener acceso y salida, siendo su ubicación determinante para evitar conflictos con el tránsito de paso. Las condiciones de visibilidad, aceleración y desaceleración serán analizadas cuidadosamente.

Cuando la separación entre accesos es corta se disminuye la capacidad y se incrementa su peligrosidad. Una forma práctica de resolver esta circunstancia, es la construcción de una calle lateral a la que desemboquen varios accesos. Esta calle se une a la carretera buscándose que el número de puntos de conflicto se reduzca al mínimo.

Al definir el tipo y la ubicación de los servicios se tomará en cuenta la necesidad de futuras ampliaciones o modificaciones, tanto en el trazo como en la sección transversal de los caminos; los servicios se localizarán en los lugares donde sean necesarios y los justifiquen los estudios de demanda. En las carreteras y autopistas de cuerpos separados, a veces resulta conveniente la instalación de los servicios en el área entre los dos cuerpos, con el propósito de que los vehículos que circulan en ambas direcciones puedan utilizarlos sin necesidad de cruzar el tránsito en dirección contraria.

En ocasiones será conveniente combinar los servicios en una sola ubicación, buscando su compatibilidad o zonificación adecuada, lo que redundará en la utilización de accesos, instalaciones y elementos comunes como el estacionamiento y otros.

Es muy importante cuidar el impacto ambiental, que se trata en el capítulo correspondiente, además de otros factores que deben tener especial atención desde la etapa de proyecto como son: señalamiento, capacidad, comodidad, funcionalidad, alumbrado y en general buena calidad del proyecto arquitectónico.

**002.B.02.- Estaciones de Servicio (gasolineras).-** Estos servicios son los más importantes del camino, siendo además, indispensables, su función principal es la venta al menudeo de gasolinas y diesel al público en general, suministrándolos directamente de depósitos confinados a los tanques de los vehículos automotores, así como de aceites y grasas lubricantes (1).

La Estación de Servicio puede estar dentro de un conjunto, en donde se presten servicios distintos a los de la gasolinera, en este caso.

(1) Especificaciones Generales para Proyecto y Construcción de Estaciones de Servicio. PEMEX, Subdirección Comercial, Gerencia de Desarrollo y Relaciones Comerciales.

El área de la misma se delimitará por espacios abiertos o áreas jardinadas. En cualquier caso, se respetarán las áreas de la Estación de Servicio evitando la mezcla de usos e interferencias entre los diferentes servicios.

Petróleos Mexicanos clasifica las Estaciones de Servicio conforme a su ubicación y al sector por atender, en base a esta clasificación, las gasolineras podrán proporcionar dentro de sus instalaciones o anexos a éstas, una serie de servicios adicionales complementarios a la venta de combustibles y lubricantes.

Se podrán proporcionar con carácter opcional y previa autorización, en áreas conexas a las que ocupen las instalaciones de la gasolinera en locales proyectados siguiendo el contexto de la Estación de Servicio respetando en todo momento las características arquitectónicas en cuanto a materiales, elementos distintivos, colores y tipo de iluminación, los siguientes servicios:

- Centrifugado de combustible diesel
- Lavado y lubricado de vehículos
- Lavado automático de automóviles
- Venta y/o reparación de llantas
- Refaccionaria automotriz
- Taller eléctrico y mecánico
- Tienda de conveniencia
- Fuente de sodas, cafetería o restaurante
- Motel y/o campo de remolques
- Tienda de artesanías
- Teléfono público, local y larga distancia
- Buzón postal, etc.

Se acatarán las normas, reglas, guías y procedimientos de Petróleos Mexicanos para la carga, transporte, manejo, almacenamiento, distribución y venta. Se instalarán los accesorios correspondientes para la recuperación de vapores evitando la emisión de hidrocarburos a la atmósfera.

La localización de las Estaciones de Servicio y el número de módulos de abastecimiento estará sujeto a la demanda evitando, por una parte, la competencia que pueda resultar ruinosa y por otra las distancias entre estaciones que propicien la falta de combustible por imprevisión.

**002.B.03.- Estaciones de Cobro.-** Son las áreas que básicamente constan de casetas de cobro, carriles de acceso, salida y formación de colas de espera, superficie de estacionamiento, oficinas y sanitarios. Las casetas para el cobro en los caminos de cuota son estructuras que se construyen sobre el camino, en las que forzosamente deben

parar todos los vehículos para pagar la cuota. Las casetas estarán debidamente protegidas contra los posibles impactos que puedan causar los vehículos fuera de control. El número de taquillas se calcula en función de la demanda real o estimada, según el caso; el tiempo de parada, de arranque y de pago, de tal manera que la cantidad que resulte evite la formación de colas que afectan la operación del camino. Es importante la canalización del tránsito a la llegada y salida de las taquillas de modo que sea posible invertir los carriles para ajustarse a las necesidades de la demanda de tránsito.

Aspectos también muy importantes son el alumbrado, que debe ser profuso, la semaforización y el señalamiento, que se instalará con anticipación y en el lugar de decisión informando las taquillas en operación en la dirección que proviene el usuario, los distintos destinos, las cuotas respectivas. etc.

Para la ubicación de las estaciones de cobro se tomarán en cuenta las intersecciones o accesos a poblaciones a fin de tener un control preciso y económico de los vehículos y al mismo tiempo evitar interferencias con el tránsito urbano.

Estarán en sitios con buena visibilidad, de preferencia en tangente larga en un tramo a nivel, o con el mínimo de pendiente.

**002.B.04. Talleres Mecánicos.-** Estos servicios son parte importante para la tranquilidad y seguridad de los viajeros, sus instalaciones y atención a los usuarios deben profesionalizarse y tener una buena calidad. Conviene que sean capaces de efectuar cualquier reparación de emergencia para que los vehículos con fallas puedan continuar su camino. Para mejor y oportuna atención dispondrán de equipo de arrastre y comunicación telefónica.

Su localización puede combinarse con otros servicios afines y su número será acorde con la demanda y condiciones del camino. Contarán con el señalamiento informativo adecuado.

**002.B.05 Estacionamientos.-** El estacionamiento es el complemento indispensable de infraestructura vial, todos los vehículos deben tener un lugar para estacionarse en su punto de partida y otro lugar en su punto de llegada, aparte e independiente del espacio para circular, con el propósito de no entorpecer a los vehículos que están en movimiento.

El estacionamiento se proveerá como área complementaria de otros servicios o instalaciones marginales a donde acudan los usuarios y tengan que dejar su vehículo ya sea en forma momentánea o con mayor duración.

Es responsabilidad del conductor de un vehículo, estacionarse en un lugar fuera de la circulación y es responsabilidad del proyectista proporcionar espacio suficiente dentro del predio para alojar la demanda de tránsito generada por el edificio o instalación, sean: empleados, clientes, visitantes, usuarios, etc.

El número de espacios necesarios para estacionamiento está en función directa del tipo de construcción o instalación. Para centros de reunión, hoteles, restaurantes, etc., son diferentes las necesidades a un centro comercial, oficinas, etc. De esta manera, el espacio necesario para el estacionamiento se determinará conforme a cifras directrices distintas, que varían de acuerdo con los diferentes usos de las construcciones y que periódicamente hay que comprobar y modificar si es necesario.

Los accesos a los estacionamientos se ubicarán en donde no causen conflictos y conviene que tengan carriles separados para entrada y salida, para que los vehículos en ningún caso utilicen un mismo carril y entren o salgan en reversa.

Las entradas y salidas de los estacionamientos deben permitir que todos los movimientos de los automóviles se desarrollen con fluidez, sin cruces ni entorpecimientos al tránsito general; toda maniobra para el estacionamiento de un automóvil se llevará a cabo en el interior del área destinada a este fin.

Para el dimensionamiento de los espacios de estacionamiento y de circulación en el interior del mismo, se toma como punto de partida las dimensiones de los automóviles en circulación y sus tendencias. Para fines prácticos las medidas del "Automóvil de Proyecto" serán de 5.00 x 1.80 m. Con este módulo se define en términos generales que el espacio para estacionar un automóvil en batería a 90° es como mínimo de 5.0 x 2.40 m, el espacio para circulación y maniobra será de 5.50 m. Con este dimensionamiento se logra la mayor eficiencia y permite que los automóviles se estacionen en forma indiscriminada, sin que exista selección de automóviles chicos o grandes. Cada lugar para el estacionamiento de un automóvil tendrá acceso individualmente, sin tener que pasar por otro lugar de estacionamiento y sin que haya necesidad de maniobrar otros automóviles para abrirle paso.

Conviene marcar los espacios de estacionamiento e indicar los sentidos de circulación, con señalamiento horizontal y vertical, así como la entrada y salida; la colocación de "topes de rueda" facilita y racionaliza el uso de los espacios de estacionamiento y maniobras.

En los estacionamientos para camiones o autobuses el dimensionamiento variará de acuerdo con las medidas del "vehículo de proyecto".

**002.B.06 Paradas de Autobuses.**- Las instalaciones adecuadas para el ascenso y descenso de pasajeros son necesarias para la protección, seguridad y conveniencia del tránsito de usuarios y vehículos. Tienen un efecto vital en la fluidez y congestión del movimiento vehicular.

Su localización se hará donde no cause obstrucciones o riesgos al flujo vehicular, se tendrá en consideración las rutas de autobuses, el número de autobuses, el origen y destino del tránsito de pasajeros, los patrones de transferencia entre rutas, el tránsito y movimiento de peatones y las necesidades de medidas de seguridad y dispositivos de control del tránsito.

Estarán en los puntos en donde en forma predominante asciendan o desciendan pasajeros con destino a lugares específicos como accesos a poblaciones, entronques, edificaciones, plantas industriales, etc.

Para disminuir la posibilidad de accidentes se evitará que los peatones crucen la circulación o que el lugar del ascenso y descenso de pasajeros esté sin pavimentar o existan elementos como árboles, postes, cajas u otros obstáculos peligrosos.

La longitud de las paradas será la suficiente para facilitar a los conductores de autobuses aproximarse a una velocidad razonable y estacionarse sacando el autobús completamente de los carriles de tránsito, parándose paralelo e inmediato a la isleta (andén), de tal modo que los pasajeros puedan entrar y salir, así como ascender fácilmente. La longitud necesaria de la parada dependerá de los siguientes conceptos: 1) zona en que se ubica, 2) longitud de los autobuses que regularmente sirven la zona, 3) número de autobuses que puedan acomodarse simultáneamente, además la longitud de los carriles para aceleración y desaceleración.

Otros factores que influyen en el diseño de la parada son el tránsito horario de proyecto (THP) en un sentido, velocidad de proyecto, velocidad de marcha, porcentaje de autobuses que utilizarán la parada con respecto al total de autobuses.

Para determinar las dimensiones de los carriles de aceleración y desaceleración se harán estudios de velocidad de punto, en su caso.

La distancia de visibilidad de parada es determinante para la ubicación, localizándose ésta en donde exista la suficiente distancia fuera de curvas verticales y horizontales.

Las paradas de autobuses dispondrán de isletas para peatones y ascenso y descenso de pasajeros, según el caso puede convenir instalar barreras físicas del lado que se aproxima el tránsito, siempre será conveniente contar con protección

para la intemperie (cobertizo), marcas en el pavimento; señales de peligro, restrictivas e informativas en paneles con pintura reflejante, además iluminación de alta intensidad.

Todos los elementos antes mencionados serán uniformes en todos los casos, de tal manera que tengan una imagen fácilmente identificable por los usuarios y operadores de autobuses.

**002.B.07 Paradores.-** La necesidad, el uso y la costumbre han propiciado la utilización de determinados espacios abiertos, no siempre adecuados, como lugares para estacionamiento, descanso o pernocta de camiones de carga y sus conductores. En el futuro debe evitarse la generación espontánea de estos servicios que son necesarios para conductores y vehículos de largo recorrido.

Su localización será estratégica y cuidadosamente planeada tomando en cuenta la accesibilidad, distancia a otros servicios, superficie y dimensiones del predio, condiciones de seguridad, vecindad compatible, distancia a poblaciones y entre instalaciones semejantes, etc.

Los espacios para estacionamiento de los camiones serán proporcionados atendiendo a la demanda horaria, tipo y dimensiones de los camiones prevalecientes en el lugar, permanencia y tipo de carga. Las maniobras para entrar, salir y pararse en estos sitios no interferirán con el tránsito general del camino ni obstaculizarán la visibilidad.

Las necesidades que cubren estas instalaciones principalmente son:

- Estacionamiento de camiones
- Descanso de operadores
- Dormitorio
- Baños y Sanitarios
- Lavandería
- Fuente de Sodas, Cafetería o Restaurante
- Teléfono Público Local y Larga Distancia
- Buzón, Servicio Postal
- Taller Mecánico

Factor importante de estas instalaciones es la seguridad. Para lograr lo cual, es importante cuidar la ubicación, controlar los accesos, facilitar la vigilancia y disponer de alumbrado profuso.

Conviene separar las áreas de descanso y dormitorios de la circulación general y zonas de maniobras de vehículos para evitar ruidos y molestias que impiden el reposo.

Para los camiones equipados con cabinas especiales para descanso de los operadores, se dispondrá de zonas especiales, aparte del estacionamiento general.

Por las características y dimensiones de los vehículos a los que prestan servicio este tipo de instalaciones, se pondrá especial cuidado en el diseño de los accesos y espacios arquitectónicos en general para no crear puntos de conflictos en las entradas, salidas, circulaciones y espacios para maniobras. Los materiales de pisos, acabados de edificaciones y espacios jardinados serán cuidadosamente seleccionados para una buena apariencia, conservación e imagen.

**002.B.08 Centrales de Vigilancia y Auxilio Vial.**- En estas estaciones se albergarán los servicios de vigilancia y auxilio vial que proporcionan la SCT y SETUR respectivamente. Contarán con espacio para estacionamiento de vehículos de vigilancia y de auxilio (patrullas y grúas), helipuerto, equipos de radio y telefonía, oficinas, lugar de descanso, almacén, bodega de herramientas, armería, sanitarios y áreas jardinadas.

El radio de acción de estos puestos es de entre 50 y 100 km dependiendo de las características del tránsito y condiciones del camino, su localización estará en función de las necesidades de la zona y la demanda. Pueden estar independientes o formar parte de otros servicios que sean compatibles, siempre y cuando estén debidamente zonificados sin mezclas que resulten nocivas.

Es muy importante que su identificación sea clara y fácil, por lo tanto su localización e imagen se tipificarán mediante forma, materiales, colores, logotipos, iluminación y señalamiento.

La intercomunicación entre los teléfonos de auxilio, centrales de vigilancia, auxilio vial y puestos de socorro es indispensable.

**002.B.09 Teléfonos de Auxilio.**- El mejoramiento del nivel de seguridad constituye en todas circunstancias un principio esencial.

Las medidas de prevención cuando las condiciones presentan riesgos tienen una importancia particular igualmente que ventajas económicas cuantificables.

Los teléfonos de auxilio son necesarios para proporcionar una asistencia de urgencia a los usuarios de la carretera con descomposturas y para una atención de incidentes susceptibles de reducir la capacidad o que presenten riesgos.

Un incidente es una situación que amerita ser reportada y que requiere una atención inmediata tal como:



- Accidentes
- Vehículo parado o descompuesto
- Obstáculo anormal de la carretera

El sistema de administración de incidentes, englobará la previsión, la prevención, la detección y la atención de incidentes. Los objetivos base de su tratamiento pueden estar resumidos como sigue:

- Preservar las vidas humanas
- Reducir los riesgos de peligros ulteriores
- Regular la circulación y limpiar la carretera a fin de restablecer las condiciones normales de la circulación.
- Evitar el acceso al sitio del incidente a personas no autorizadas, así como a los vehículos no autorizados o deseados.
- Ayudas a los automovilistas
- Salvaguardar la propiedad

Para atender rápidamente estos objetivos es necesario que exista una buena coordinación entre las distintas autoridades involucradas y disponer de planes de acción adaptables a las diferentes circunstancias. Estos planes precisan claramente la organización y las responsabilidades respectivas necesarias para disponer rápidamente de ambulancia, de equipo contra incendio, de dispositivos para reparar las fallas, además de ciertos otros equipos especializados. Comprenderán igualmente las disposiciones para controlar las consecuencias del incidente sobre la circulación. En su caso regular el tránsito, establecer los itinerarios previstos de desviación, instalar el señalamiento de advertencia, etc.

Los teléfonos de auxilio se ubican al lado del camino a una distancia no mayor de 3.00 km entre cada uno. El sistema de transmisión a la central es variable, sin embargo, conviene considerar el cable directo en lugar prioritario. Esta instalación se puede extender para sistemas de detección y transmisión de datos de las condiciones de la operación del tránsito y del camino y disponer de un sistema de información de incidentes mediante paneles de información electrónica para que los conductores mejoren las condiciones de su desplazamiento.

Los espacios en donde se instalen los teléfonos de auxilio dispondrán de espacio para que se estacione cuando menos un vehículo de grandes dimensiones sin invadir ninguna parte del camino, carriles de desaceleración y aceleración, la instalación del teléfono propiamente dicha, estará razonablemente protegida contra posibles impactos, contará con iluminación y señalamiento informativo anticipado y confirmativo, su imagen será uniforme y fácilmente identificable por conductores y peatones.

**002.B.10 Información Turística.-** La actividad turística ocupa un lugar destacado en la economía. La inversión en infraestructura turística ha posibilitado el acceso y disfrute de los monumentos y sitios históricos, así como de las bellezas y paisajes naturales. El país está lleno de manifestaciones artísticas y culturales, tiene un brillante acervo de monumentos de diversas épocas y un vasto conjunto de expresiones artesanales.

La proliferación de destinos turísticos crea la necesidad de informar con claridad y oportunidad al visitante, para que formule y desarrolle sus itinerarios con seguridad y confianza.

La información a transmitir cubre la identificación y ubicación de los sitios de interés, así como de las instalaciones y servicios turísticos disponibles.

Para satisfacer la necesidad de cubrir la información turística en las carreteras, se instalan en puntos estratégicos oficinas o módulos de información. Estos módulos pueden estar dentro de un conjunto, en donde se presten servicios afines a los de información al viajero, en este caso, el área destinada a este servicio estará claramente delimitada aunque podrá participar de partes comunes como vestíbulos, áreas de espera, bodegas, sanitarios, etc.

El servicio que se presta en estos módulos estará muy relacionado con las poblaciones y puntos de interés que tengan conexión con la carretera, se cubrirán las necesidades que demanda el turismo, como información de sitios de hospedaje y reservaciones, tarifas, puntos de interés, medios de comunicación, etc.

Las partes mínimas de que pueden constar los módulos de información turística son oficina, área de espera, almacén de papelería, teléfono local y de larga distancia, teleinformática, sanitarios y estacionamiento. El señalamiento informativo, también es indispensable

**002.B.11 Zonas de Descanso.-** El uso intensivo de los vehículos de motor en los últimos años, así como el desarrollo de las características de los caminos y la conveniencia de mayores medidas de seguridad, presentan la necesidad de proveer de zonas de descanso adecuadas ubicadas en áreas adyacentes a la carretera.

La restricción de estacionamiento a la orilla de la carretera por representar un peligro, se suple proporcionando espacio para estacionarse en lugares adecuados que satisfagan esta necesidad de los conductores en largos recorridos.

Para seleccionar el sitio adecuado en que se instalen las zonas de descanso se tomarán en cuenta principalmente los siguientes factores:

- Distancia adecuada a poblaciones
- Cercanía de atractivos naturales como bosques arroyos, vistas escénicas o puntos de interés especial.
- Existencia de agua potable y drenaje natural
- Facilidad de acceso.
- Superficie del terreno adecuada para resolver las necesidades incluyendo los accesos.

Los elementos básicos que se consideran para el proyecto de las zonas de descanso son los accesos, el estacionamiento, servicios sanitarios, áreas verdes naturales con espacios acondicionados para descanso o comida al aire libre con bancas, mesas, asadores, etc.

Como complemento se recomienda la existencia de vigilancia, alumbrado, depósitos y recolección de basura, señalamiento informativo, etc.

Estos servicios pueden ser independientes o formar parte de un conjunto, siempre y cuando exista compatibilidad y estén debidamente resueltas arquitectónicamente todas las partes que intervengan en el proyecto.

**002.B.12 Miradores.**- Hay sitios como el mar, lagos, ríos, caídas de agua, presas o paisajes de especial interés que además de considerar su protección, en ocasiones se hará el esfuerzo para variar la ruta de la carretera y acercarla o hacerla pasar por puntos desde donde se puedan captar visualmente.

En estos casos, es indicado estudiar la conveniencia y posibilidad de establecer miradores en donde los usuarios del camino puedan estacionarse y disfrutar de esas vistas, o en su caso captarlas desde los vehículos en movimiento. Es necesario determinar la localización de miradores de antemano, con el propósito de que se consideren en el proyecto detallado del camino, ya que el punto más conveniente está en función de la topografía y el trazo.

Los elementos esenciales que componen los miradores son el estacionamiento para automóviles y autobuses y los puntos de observación; en forma complementaria pueden dotarse de servicios sanitarios y vigilancia. Cuando existan las condiciones, los miradores combinan perfectamente con las zonas de descanso, información turística y otros servicios afines.

**002.B.13 Hoteles y Moteles.**- Una necesidad ineludible en los recorridos largos, es la disposición de alojamientos para los

viajeros a lo largo de la ruta que se recorre, donde puedan descansar y pernoctar.

Los hoteles satisfacen estas necesidades y su característica como servicio del camino es contar con el estacionamiento necesario y tener un acceso fácil y directo.

El hotel ha sufrido una modificación importante para adaptarse a la combinación hombre-automóvil, lo que ha dado como resultado el motel.

Su característica principal es contar con espacio para el vehículo, al mismo tiempo que alojamiento para los viajeros, lo que permite no sacar todo el equipaje del vehículo, ni caminar grandes distancias. Al mismo tiempo la cercanía del automóvil da tranquilidad a los viajeros que lo consideran disponible y seguro.

Los servicios mínimos que pueden ofrecer los hoteles son los de recepción, estancia, alimentación baños y alojamiento. En forma complementaria pueden disponer de alberca, centros de reunión, salón de juegos, canchas deportivas, juegos infantiles, etc.

En todo caso, las zonas de alojamiento estarán ubicadas lo más alejadas posible de la carretera y en forma perpendicular a su eje, con el propósito de evitar los ruidos y molestias de la misma y permitir el descanso, que finalmente es la razón de ser de estas instalaciones.

Una alternativa para tomar en cuenta, es la de acondicionar edificaciones existentes como cascos de hacienda o similares con el propósito de aprovecharlos para este uso.

La ubicación de los accesos y salidas se proyectarán de tal manera que en ningún momento se puedan causar interrupciones al movimiento vehicular de la carretera, se contará con el señalamiento informativo, anticipado y confirmativo, el nombre y categoría del establecimiento serán claramente identificables y el alumbrado se recomienda profuso evitando los deslumbramientos.

**002.B.14 Campos de Remolques.**- Estos servicios atienden las necesidades de los viajeros que utilizan para sus desplazamientos vehículos acondicionados con espacio para dormir, tomar alimentos y descansar y que traen consigo todo el menaje necesario.

El equipamiento que demanda estas instalaciones, son, acceso ,recepción, estacionamiento para automóviles con remolque y vehículos unitarios, estancia, baños y sanitarios, lavandería, reabastecimiento de agua, gas, etc.

La localización de los campos de remolques conviene se haga en lugares cercanos a poblaciones o determinados puntos de

interés, pueden formar parte de un conjunto en donde se presten servicios afines de alojamiento, alimentación, descanso o abastecimiento. La ubicación de los accesos será cuidadosamente planeada en lugares con suficiente visibilidad y espacio para aceleración o desaceleración para no afectar el flujo del camino.

Se dispondrá de señalamiento informativo y alumbrado.

**002.B.15 Campos Turísticos.-** Los campos turísticos son aquellos lugares naturales, con algunas adaptaciones que por sus características atraen visitantes que desarrollan una serie de actividades principalmente de convivencia y descanso.

De acuerdo a la importancia y particularidades del sitio será mayor o menor la atracción de demanda y en base a ello dispondrá de los elementos necesarios para satisfacerla.

Las partes indispensables serían los accesos, estacionamiento para automóviles y autobuses, en forma complementaria puede haber restaurantes, zona para comida al aire libre, área para acampar, albercas, canchas de juego, vestidores, sanitarios, depósito y recolección de desperdicios, etc.

**002.B.16 Restaurantes, Comercios y Similares.-** El servicio de restaurante también es indispensable a lo largo del camino, su función principal es la venta de alimentos preparados. Pueden ser de diferentes categorías o tipos, pero todos requieren cumplir con los requisitos de higiene, comodidad y presentación.

Pueden ser atendidos o de autoservicio, formales o de comida rápida, cafetería, fuente de sodas, preparación de alimentos para llevar, etc.

Conviene que todos estos establecimientos, cualquiera que sea su tipo o clientela a la que estén dirigidos, presenten una buena imagen y presten buen servicio.

Los restaurantes pueden estar o ser complemento de otros servicios formando un conjunto, son afines con casi todos los servicios anteriormente descritos, pueden compartir elementos que pueden ser comunes como: estancias, sanitarios, almacenes, estacionamiento, accesos, zonas jardinadas, etc.

La localización conviene se haga cercana a las poblaciones y a media distancia entre ellas, se tomará en cuenta la demanda que se pueda generar por los residentes de las zonas urbanas, los accesos y estacionamiento serán proyectados con todo cuidado, no debe faltar el señalamiento informativo y el alumbrado. Un complemento muy apropiado a estas instalaciones son las "tiendas de oportunidad" en las que se expenden

diferentes productos de fácil venta o alto consumo entre los que pueden mencionarse artículos para regalo y artesanías.

**002.B.17 Puestos de Auxilio Médico.**- En forma complementaria a las medidas de seguridad que se tomen en el proyecto de la carretera, los puestos de auxilio médico cumplen una función muy importante para albergar servicios médicos de urgencia y rescate.

La presencia y atención inmediata con personal y equipo especializado para el rescate, tratamiento y transporte de personas víctimas de accidentes es determinante para evitar el agravamiento de lesiones, así como para el salvamento de vidas.

La ubicación de los puestos de socorro estará en función de la distancia entre poblaciones y de la existencia y calidad de las instalaciones hospitalarias y servicios médicos en las poblaciones por donde pase la carretera. La función principal de estos servicios es la de acudir en la forma más inmediata posible al lugar donde ocurra el accidente; rescatar, en su caso y proporcionar primeros auxilios a las víctimas transportándolas al lugar más próximo en donde puedan ser tratadas por personal y equipo en instalaciones adecuadas.

Las partes de que consta este servicio comprenden área para atención de primeros auxilios, sala de espera, oficina, sala de descanso, radio y telefonía, almacén, cocineta, baños y sanitarios, estacionamiento para personal de guardia, para ambulancias y vehículos de rescate, helipuerto.

Los puestos de auxilio médico pueden integrarse con las centrales de vigilancia y auxilio vial, compartiendo los servicios que sean afines, o bien, formar parte de un conjunto siempre y cuando no existan interferencias en el funcionamiento entre dos diferentes elementos que compongan el proyecto arquitectónico.

Los accesos bien resueltos, el señalamiento informativo, el alumbrado y los sistemas de comunicación de radio-telefonía juegan un papel muy importante.

### **CAPITULO 003 INSTALACIONES MARGINALES**

Las instalaciones marginales, al igual que los servicios, pueden clasificarse en públicos o privados, dependiendo de la propiedad.

#### **003.A Tipos de Instalaciones.**

Como instalaciones marginales se consideran todas aquellas cuya finalidad es independiente de la de un camino tal como los balnearios, centros comerciales, autocinemas, instalaciones escolares, casetas fiscales y forestales, baños

y andenes para ganado, acueductos, polductos, instalaciones eléctricas y de comunicaciones, bancos de material, etc.

### **003.B Requisitos de las Instalaciones.**

Como la finalidad de una instalación de este tipo no forma parte de la carretera, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes sanciona únicamente el proyecto del acceso, con el propósito de prever efectos sobre la seguridad, la capacidad y la estructura del camino. Para tener acceso de estas instalaciones a la carretera se recaba permiso de la Secretaría, la cual toma en cuenta para concederlo los efectos probables y las modificaciones previsibles del camino.

## **CAPITULO 004 ACCESOS**

### **004.A Generalidades.**

La disposición y características de los accesos varía según los volúmenes y las velocidades del tránsito, así como de las condiciones y particularidades del camino, la anchura del derecho de vía y por supuesto el tipo de instalaciones y probable demanda de entrada y salida.

Los accesos pueden estar ubicados en zonas urbanas, suburbanas y rurales; condiciones que determinan sus características y proyecto.

Las obras necesarias para construir los accesos, como terracerías, pavimentación, alcantarillado, guarniciones, señalamiento y demás se hacen con cargo a los interesados cuando se trate de servicios particulares.

### **004.B Demanda.**

Para el proyecto de los accesos es necesario conocer la demanda de tránsito y su pronóstico tanto en la carretera como en la propia entrada y salida. El flujo en el acceso no dependerá exclusivamente del registrado en la carretera, si no que está afectado por diversos factores, como son el tipo de servicio prestado, el origen y destino de los vehículos registrados en ese lugar, situación dentro de los itinerarios más frecuentes, distancia entre poblaciones y su importancia, distancia entre servicios afines, etc.

En caso de no contar con información suficiente, la estimación de la demanda de tránsito se hará comparando las características de los servicios en estudio con las de otros establecidos en condiciones semejantes. En muchos casos los accesos con características mínimas son suficientes para la mayoría de los servicios, sin embargo, cada caso se analizará y resolverá cuidadosamente. Conviene analizar si las deficiencias que se presentan, en muchas ocasiones, se deben

a malas condiciones de los accesos o a falta de capacidad de los servicios.

#### **004.C Proyecto.**

El proyecto geométrico de los accesos, está encaminado a proporcionar la mayor facilidad de operación de los vehículos que hacen uso de ellos evitando interferencias y condiciones de riesgo para el tránsito general que circula por el camino. En lo posible se evitará la mezcla de tránsito de vehículos y peatones, asignando a cada uno de ellos su espacio propio para circular.

Recomendaciones generales para el proyecto de accesos:

Las entradas y salidas estarán claramente señaladas de manera anticipada y confirmativa.

Las entradas y salidas cumplirán con los requisitos de visibilidad tanto para los conductores de los vehículos que hacen uso de ellas, como para los conductos de otros vehículos que circulan por la carretera sin utilizar el acceso.

El proyecto geométrico no presentará problemas de confusión a los usuarios.

En las entradas y salidas existirá un tramo a nivel de la carretera con la cual conecta y con dimensiones que permitan, cuando menos, el estacionamiento de un vehículo en él. A partir de este tramo, la pendiente no excederá los porcentajes permisibles según el tipo de vehículos que harán uso de los accesos.

Es conveniente que las entradas y salidas cuenten con la iluminación necesaria.

Para un servicio determinado no existirán más de dos accesos en una carretera

La anchura de los accesos estarán en función del tipo y características del camino y del tipo de vehículos que las vayan a utilizar.

Con el propósito de disminuir el número de accesos, se procurará que cada uno de ellos, de servicio al mayor número de zonas colindantes con el derecho de vía.

Todos los elementos que constituyen el acceso, estarán delineados por guarniciones, balizas, reflejantes, defensas o jardineras, cuando menos en el área del derecho de vía.

El derecho de vía de la carretera será respetado en forma estricta impidiéndose el estacionamiento, las



maniobras de carga y descarga o cualquier otro servicio en estas áreas y principalmente en los accesos.

Ninguno de los elementos constitutivos de los accesos o de los servicios, incluyendo el señalamiento, constituirán obstáculos que afecten la visibilidad o representen un riesgo.

#### CAPITULO 005 REFERENCIAS

- 9.1 Especificaciones Generales para Proyecto y Construcción de Estaciones de Servicio. Petróleos Mexicanos (PEMEX); México 1994.
- 9.2 *Recherches sur la Régulation des Corridors de Circulation.* Organisation de Coopération et de Développement Economiques (OCDE); París 1975.
- 9.3 *Transportation and Traffic Engineering Handbook.* Institute of Transprotation Engineers, Washington, D. C. 1982.
- 9.4 González Jiménez Hugo; *Técnicas para la Ubicación y Diseño de Estacionamientos.* Jornadas Técnicas de Ingeniería de Transportes, A. C. (AMIT) México 1992.
- 9.5 *Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras.* Secretaría de Comunicaciones y Transprotes (SCT), México 1971.
- 9.6 *Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras;* SCT, México 1972.
9. *Manual de Señalamiento Turístico y de Servicios;* SCT, México 1992.

N O R M A S   S . C . T .  
LIBRO 2  
P R O Y E C T O  
PARTE 0.02  
PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

TITULO 2.02.10  
IMPACTO AMBIENTAL

## **CAPITULO 001 GENERALIDADES**

### **001.A Definiciones**

Impacto ambiental es la modificación del ambiente ocasionada por la acción del hombre o de la naturaleza.

La realización de obras o actividades públicas o privadas, que pueden causar desequilibrios ecológicos o rebasar los límites y condiciones para proteger el ambiente, se sujetan a la autorización previa del Gobierno Federal, así como al cumplimiento de los requisitos que se les impongan una vez evaluado el impacto ambiental que pudieran originar.

### **001.B Requisitos**

Para obtener la autorización antes citada, se presenta una manifestación de impacto ambiental, la cual se acompaña de un estudio de riesgo de obra, de sus modificaciones o de las actividades previstas, consistente en las medidas técnicas preventivas y correctivas para mitigar los efectos adversos al equilibrio ecológico durante la construcción de la carretera, su operación normal y en caso de accidente.

### **001.C Normas Técnicas Ecológicas**

Es el conjunto de reglas científicas o tecnológicas que establecen los requisitos, especificaciones, condiciones, procedimientos, parámetros y límites permisibles que deberán observarse en el desarrollo de actividades que causen o puedan causar desequilibrio ecológico o daño al ambiente.

### **001.D Estudio de Riesgo**

Es el documento mediante el cual se da a conocer, a partir del análisis de las acciones proyectadas para el desarrollo de una carretera, los riesgos que dicha carretera representan para el equilibrio ecológico o el ambiente, así como las medidas técnicas de seguridad, preventivas y correctivas, tendientes a evitar, mitigar, minimizar o controlar los efectos adversos al equilibrio ecológico, durante la ejecución y operación normal del camino.

Las evaluaciones de impacto ambiental son el mejor medio preventivo para garantizar y mejorar el medio ambiente. Los estudios son útiles para:

- Identificar con exactitud, mediante el análisis de las situaciones existentes, antes de la realización de un proyecto, el lugar y componentes ambientales que puedan ser afectados.
- Prever y determinar los efectos que tal proyecto pueda tener sobre el medio ambiente.

- Exposición de motivos que han inducido a escoger la solución propuesta entre las diversas alternativas posibles.
- Exponer las medidas previstas para suprimir, reducir o compensar las consecuencias negativas que el proyecto puede tener sobre el medio ambiente.

## **CAPITULO 002. CONTAMINACION DE LA ATMOSFERA**

### **002.A Definición**

Por contaminación atmosférica se entiende la presencia en el aire de sustancias o formas de energía que alteran la calidad del mismo, de tal manera que impliquen, daño o molestia grave para las personas, los ecosistemas o bienes de cualquier naturaleza.

### **002.B Factores que Intervienen**

Los elementos básicos que intervienen en la explicación del fenómeno de la contaminación del aire, así como las interrelaciones que tienen lugar en el mismo son:

- Los focos emisores de sustancias o formas de energía
- El medio físico atmosférico
- La sensibilidad de los receptores

### **002.C Alteraciones**

Las alteraciones en la calidad del aire producido por las carreteras se pueden clasificar en directas e indirectas. Las alteraciones directas, están relacionadas con la emisión de partículas en los procesos de extracción, preparación, almacenamiento y transporte de materiales, así como en las plantas de fabricación de asfalto y concreto y con la variación de las condiciones microclimáticas como consecuencia de la modificación de la topografía por el trazado y el movimiento de tierras, así mismo por la modificación de la dirección del viento en valles confinados. Estas alteraciones se producen en la fase de construcción y en general los efectos de la alteración están muy localizados y pueden ser de poca importancia.

Las alteraciones indirectas, las más importantes, se producen cuando la carretera está en la fase de explotación. Son generadas por la emisión de gases contaminantes que emiten los vehículos que circulan por ellas, sobre todo cuando se trata del medio urbano o áreas especialmente sensibles.

## 002.D Evaluación de los Impactos

La determinación y evaluación de los impactos ambientales producidos por las carreteras sobre la calidad del aire comienza por la identificación de los focos de emisión de contaminantes tanto en las fases de construcción como de operación.

El análisis de impacto ambiental, previo a la construcción de la carretera requiere la elaboración de escenarios sobre emisiones, condiciones meteorológicas y química del aire; información que sirve de base de datos para modelización de los impactos sobre la calidad del aire.

## 002.E Definición de las Emisiones

Las emisiones producidas por el tránsito están en función del número y tipo de vehículos que lo constituyen tomándose en cuenta dos factores muy importantes que son la velocidad y el nivel de servicio de la carretera.

Se trata de evaluar la posibilidad de formación de oxidantes fotoquímicos. Los factores determinantes son las concentraciones de NOx y Hc, la estabilidad atmosférica y la radiación solar.

## 002.F Dispersión de Contaminantes

Los factores que determinan la dispersión de contaminantes son las condiciones meteorológicas y la configuración topográfica.

Desde el punto de vista de las condiciones meteorológicas los principales parámetros a considerar son la velocidad y dirección del viento, la clase de estabilidad atmosférica y la altura de la capa de mezcla.

En lo que se refiere a la configuración topográfica, la viabilidad se puede clasificar en vías con obstáculos verticales y vías en zonas despejadas. En el primer caso los parámetros básicos que condicionan la dispersión de contaminantes son:

- Velocidad del viento
- Dirección del viento con relación a la vía
- Anchura de la calzada
- Altura de los obstáculos

## 002.G Medidas Correctoras

**002.G.01 Acciones en las Fuentes de Emisión.**- Las medidas correctoras aplicables a este apartado son aquellas que tiendan a conseguir una circulación fluída a una velocidad lo más estable posible y cercana al funcionamiento óptimo de los

motores de los vehículos. Esto significa carreteras con buenas especificaciones en su alineamiento vertical y horizontal.

**002.G.02 Acciones que Facilitan la Dispersión de Contaminantes.-** A este respecto, es de gran importancia definir un cociente óptimo entre la anchura de la calzada y la altura de las construcciones colindantes, la orientación prioritaria de las vías en función de los vientos dominantes, las alturas respectivas de las construcciones a ambos lados de la calzada. En el caso de zonas urbanas hay mejor dispersión, cuando hay diferencia en las alturas de los edificios colindantes y se interrumpen con zonas verdes amplias.

**002.G.03 Acciones Sobre la Sensibilidad de los Receptores.-** Al considerar la sensibilidad de los receptores, se pueden minimizar las alteraciones y efectos negativos evitando proyectos que incidan sobre:

- Areas naturales protegidas
- Zonas específicas como hospitales, escuelas, asilos
- Zonas residenciales
- Zonas comerciales
- Parques y zonas de recreo y zonas abiertas
- Sitios históricos
- Refugios de la fauna natural
- Enclaves botánicos

De entre las medidas correctivas aplicables, la más eficaz consiste en lograr que la distancia entre el trazo de la carretera y los receptores sea la máxima.

## **CAPITULO 003 CONTAMINACION DEL AGUA Y DEL SUELO**

### **003.A Generalidades**

La prevención y control de la contaminación del agua, es fundamental para evitar que se reduzca su disponibilidad y para proteger los ecosistemas del país. La prevención de la contaminación abarca los ríos, cuencas, vasos, aguas marinas y demás depósitos y corrientes de agua, incluyendo las aguas del subsuelo.

Tanto la construcción de las carreteras como su utilización posterior, pueden tener una incidencia de contaminación en los medios acuáticos que hay que considerar en los estudios de impacto ambiental.

### **003.B Aguas Superficiales**

Existe la posibilidad de que durante las etapas de construcción y operación de las carreteras se puedan producir los siguientes efectos:

- Modificaciones en el régimen de escurrimientos
- Modificación en la composición de las aguas por aparición de productos químicos o tóxicos.
- Modificación en el régimen de circulación de los caudales por cambio de sus condiciones hidráulicas, cambio de sección, cambios de niveles, etc.
- Destrucción de zonas de desove por vertidos de sólidos que se precipitan en el fondo de ríos.

**003.B.01 Evaluación.**- Para conocer los efectos es conveniente en su caso, llevar a cabo en las áreas de influencia correspondientes del proyecto de la carretera los estudios:

- Inventario y tipología de aguas superficiales (ríos, lagos, arroyos, etc.)
- Aforos y tiempos de retorno de las máximas avenidas.
- Calidad natural de las aguas.
- Estudios de población en zonas de desove y distribución temporal de peces, animales anfibios, etc.
- Especies que pueden ser dañadas.
- Areas críticas para la vida silvestre.
- Efectos negativos creados por la presión de asentamientos humanos producidos por la posible mayor facilidad de acceso a zonas antes deshabitadas.
- Incremento en la producción de desechos tanto sólidos como líquidos producidos en zonas de servicios como estaciones de servicio, talleres, hoteles, campos turísticos, etc.

**003.B.02 Medidas Preventivas y Correctivas.**- El conocimiento de los efectos que se van a provocar con el trazo de la carretera trae consigo en ocasiones la solución. En el análisis de alternativas algunas serán desechadas por los efectos negativos irreversibles que puedan provocar, sobre todo, cuando se trate de daños a las especies o a la vida silvestre.

Conviene mencionar que es más preocupante el daño que puedan causar las aguas superficiales a las vías de comunicación, que viceversa por lo tanto el análisis del inventario, aforos, tiempos de retorno reviste especial interés y sobre todo, un efecto importante puede ser el cambio en las condiciones de drenaje natural de ciertas zonas.

El tratamiento que se les da a las aguas residuales que producen los servicios complementarios reviste especial importancia. Es necesario establecer desde el principio un sistema separado de drenaje de manera que las características de las aguas vertidas sean lo más homogéneas posible, tanto en caudal como en contaminantes aportados.

Es preciso que las líneas de drenaje independientes para los desechos de tipo doméstico y las de los posibles talleres o estaciones de servicio sean tratadas con procesos distintos:

Entre éstos se destaca como primordial, la recuperación de las grasas, aceites y combustibles utilizados, nunca serán vertidos a los colectores. Una vez separados los componentes industriales de estos procesos, se puede llevar a cabo su tratamiento mediante procesos clásicos de depuración de aguas residuales.

### **003.C Aguas Subterráneas y Suelo**

El impacto ambiental de las carreteras sobre los suelos y aguas subterráneas puede ser sobre la cantidad del agua y sobre la calidad del agua, o sobre ambos a la vez. Estos impactos pueden ser debidos a la propia obra pública, durante la construcción o su utilización para el tránsito de vehículos, incluyendo las áreas de servicio adjuntas, o también por la modificación del uso del suelo que origina. Por otra parte, las aguas subterráneas y su utilización pueden tener efectos sobre las carreteras existentes o en construcción y de no preverse supone daños y costos adicionales que pueden ser importantes.

**003.C.01 Efectos y Prevención.-** La construcción de una carretera y su presencia puede afectar a la recarga de los acuíferos locales. Hay que considerar por una parte la ocupación del terreno por la propia carretera y sus servicios complementarios y por la otra los posibles efectos inducidos por la urbanización a lo largo de la misma.

La ocupación del terreno natural con superficie pavimentada y con suelo compactado reduce o anula la recarga a través de éstas. El impacto estará en función del porcentaje del área de recarga del acuífero afectado. En principio el impacto puede ser mínimo, salvo que vaya implicada una extensa urbanización. Puede ser más importante el efecto de modificación de uso del suelo, por ejemplo al ocupar la obra vial y sus servicios complementarios áreas que previamente eran de regadío intensivo.

Dentro del mismo aspecto, cabe considerar posibles aumentos de recarga locales por acumulación de agua. Esto se puede producir cuando se dejan puntos bajos no drenados junto a la obra vial o excavaciones anexas sin rellenar.



Las obras viales también pueden llegar a formar barreras más o menos efectivas frente a la circulación del agua subterránea. Esto sucede cuando para establecer puentes o vados se efectúan obras de cimentación que afectan a la sección húmeda de aluviales, lo que puede originar una sobreelevación del nivel freático en el lado aguas arriba.

Los posibles efectos de las obras viales y de sus servicios complementarios sobre la calidad de las aguas subterráneas pueden ser más importantes que sobre la cantidad, pero esto es difícil de evaluar y prever y en muchos casos su aparición es muy diferida y difícilmente relacionada con su causa.

Durante las obras de construcción se crean numerosas excavaciones que posteriormente son rellenadas con materiales diversos, o que pueden recibir materiales de desecho (sobre todo cerca de núcleos industriales o poblaciones). La excavación al acercarse al nivel freático permite un acceso más fácil al acuífero de la posible concentración de contaminantes.

La operación normal de una carretera también implica riesgos a la calidad del agua subterránea.

Por un lado la expulsión de residuos de todo tipo (líquidos, gaseosos y sólidos) contribuye a incorporar componentes no deseables en las aguas tanto superficiales como subterráneas, la propia abrasión de las llantas sobre el pavimento es origen de inyección de sólidos de hule en suspensión en el aire que posteriormente son incorporados a las aguas subterráneas por la acción del viento y la lluvia que los puede transportar a las áreas de recarga de los acuíferos próximos. Esta materia orgánica se incorpora lentamente al agua subterránea y aunque su solubilidad es muy pequeña y no suele alcanzar niveles de toxicidad al hombre, si crea problemas graves que hacen el agua im potable.

El mayor riesgo proviene de los posibles derrames, fugas, etc., provenientes de accidentes producidos por el tránsito. Este es un peligro latente que amenaza a lo largo de todo el recorrido de una carretera y requiere una especial atención. En ocasiones el trazo de un camino está próximo a una fuente de suministro de agua potable de una población o industria que podría verse afectada en forma irreversible en caso de un derrame provocado accidentalmente. Por lo tanto, hay que evitar la proximidad de las mismas a las captaciones de abastecimiento o prever una serie de precauciones, como muros de contención, cunetas, etc., para proteger las fuentes de captación.

También las extracciones de agua asociadas a la obra vial, pueden tener implicaciones en cuanto a la calidad del agua subterránea. El cambio de la distribución del potencial hidráulico puede favorecer la penetración o desplazamiento de

aguas existentes por otras de peor calidad, tales como las de ríos contaminados o de otros acuíferos más salinos.

#### **CAPITULO 004. IMPACTO SOBRE LA FLORA, LA FAUNA Y SOBRE LOS ECOSISTEMAS.**

##### **004.A Impacto de las Carreteras Sobre la Flora.**

Evitar o corregir los impactos ambientales negativos sobre la flora y sobre la vegetación se puede resumir trazando las carreteras de tal manera que no se dañen o interfiera con ejemplares, poblaciones o agrupaciones que por diferentes razones se consideren merecedoras de conservación.

Para el tratamiento vegetal de las obras y sus servicios complementarios se elegirán especies de probada implantación positiva en las condiciones locales o regionales. Las especies foráneas no experimentadas sólo se implantarán con la máxima precaución y previo estudio.

Los cambios de trazo al mismo tiempo que evitan destrucciones o deterioros directos por la realización de obras y operación de la carretera, pueden contribuir eficazmente a la conservación, al alejar el tránsito de las zonas a defender, evitando o reduciendo una peligrosa afluencia de visitantes que daría lugar la penetración o proximidad de los caminos.

##### **004.B Impacto de las Carreteras Sobre la Fauna**

De un modo general se puede decir que las influencias de un camino sobre la fauna dependen tanto de las características que presente la propia carretera, como de las características de las especies o de las poblaciones animales situadas en su entorno.

Estas influencias serán más importantes, cuando más dependientes sean las poblaciones animales del territorio afectado, fragmentado o degradado por la instalación y presencia de esa vía de comunicación. Otros factores que tienen influencia determinante son la extensión y tipo de la carretera, intensidad del tránsito, etc., entre más alta sea su categoría los efectos serán mayores.

**004.B.01. Tipos de Efectos.-** Las poblaciones animales realizan sus desplazamientos dentro de un área bien delimitada que se denomina territorio o dominio vital. Cualquier carretera que atravesase los territorios de las diferentes poblaciones animales establecidas en un lugar tendrá consecuencias de barrera, más o menos eficaz, con un efecto negativo sobre la fauna, denominado efecto de corte, si la instalación o presencia de una carretera, llegará a suprimir total o parcialmente un espacio funcional, necesario para que una determinada población animal se desarrolle con normalidad se produce un efecto de sustitución.

**004.B.02 Medidas Protectoras.**- Los hábitats especiales cuya ubicación topográfica, reserva hídrica, sustrato nutritivo y microclima condicionan por sus características atípicas el modo de obtención y uso de refugio, , alimento y agua a las especies que viven en él.

Esta atipicidad del medio conduce a una selección particular de las especies que lo habitan, resultando así unos enclaves ricos en especies no comunes e incluso raras. La protección y conservación de estos hábitats son de la mayor importancia y sus condiciones naturales se conservarán inalterados.

Las instalaciones de protección se dividen en dos grupos. Uno es el formado por los dispositivos, cuyo propósito es dotar a la carretera de mayor seguridad, impidiendo la irrupción en la calzada de animales, que pueden presentar peligro para el tránsito. El otro está dirigido principalmente a facilitar a los animales el restablecimiento de sus itinerarios habituales dentro de su territorio, impidiendo que crucen sobre la calzada.

#### **004.C Impacto Ambiental de las Carreteras Sobre los Ecosistemas.**

Las carreteras afectan siempre a los suelos (movimientos de tierras, erosión) y a la dinámica del agua (drenajes, encharcamientos, manantiales, etc.) Las medidas correctivas se encaminan especialmente a la recuperación del suelo fértil, a evitar la erosión y a la recuperación de los flujos naturales en calidad y cantidad suficiente, para soportar las biocenosis existentes y los usos iniciales.

Se tomarán en cuenta los siguientes factores: endemismo, especies escasas o raras, especies amenazadas o en peligro de extinción, especies exóticas, morfología general del área, superficie del entorno y el hábitat de especies o de biocenosis, fenómenos de territorialismo, fenómenos de migración (relaciones con las fases del proyecto, barreras, fronteras y filtros impuestos por el proyecto.

### **CAPITULO 005. IMPACTO SOBRE LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS**

#### **005.A Generalidades**

El impacto de los caminos en el medio urbano puede presentarse en dos formas una como resultante del efecto directo de la propia obra y otra la que produce el tránsito de vehículos. También los efectos se presentan sobre los usuarios de equipamientos como escuelas, hospitales, etc., sobre las políticas de desarrollo urbano y transportes y tiene efectos económico-financieros.

La incorporación de una nueva infraestructura vial: a) implica, normalmente, la supresión de actividades

preexistentes; b) es un hecho que provoca, en muchos casos, rechazo social, a menos que la nueva vía esté prevista en el planeamiento urbano; c) por sí misma, posee una influencia marginal sobre la localización de actividades económicas; d) la distribución de viajes vehiculares y peatonales puede verse afectada; e) genera importantes efectos de carácter ambiental (ruido, contaminación del aire, degradación visual, separación de comunidades, accidentes, etc.)

Los problemas que se plantean, tienen características muy diversas, algunas veces los impactos están muy localizados y afectan a un número reducido de personas; otras, por el contrario afectan a un área extensa y a un número importante de habitantes. Las propias características del impacto, según se trate de el ruido, la contaminación, el efecto de barrera, etc., lleva a la necesidad de considerar aspectos muy distintos, aunque con frecuencia todos estos tipos de impacto suelen presentarse juntos.

#### **005.B Impactos**

**005.B.01.- Afectaciones.-** En caso de no adoptarse medidas preventivas, cuando el camino penetra al centro urbano se crean problemas de cambio de uso del suelo. El derecho de vía normalmente se aloja en superficies previamente ocupadas, lo que provoca afectaciones, desalojos, expropiaciones e indemnizaciones.

Para alojar la vialidad es preciso demoler construcciones parcial o totalmente y fraccionar propiedades, afectando tanto a la población asentada en el derecho de vía, como a la población radicada fuera de dicha área y que también resiente el impacto del cambio de las características originales y del deterioro de la zona, con la consiguiente decadencia y deterioro de la calidad de la vida.

Surge en este caso un conflicto inevitable entre los intereses del usuario del camino y el residente cercano de la arteria, el cual resulta afectado en sus condiciones de vida.

**005.B.02. Separación de Comunidades.-** Otro de los efectos negativos que pueden producir los caminos en el medio urbano es la interferencia de la comunicación que se origina cuando la vialidad fracciona un vecindario homogéneo, desarrollado armónicamente y que ha llegado a constituir una comunidad.

La interrelación entre usos del suelo, da una idea de la cohesión entre áreas urbanas que puede servir de referencia para predecir la magnitud de los fenómenos de separación que se derivarían de la generación de un efecto de barrera, entre zonas con distintos usos predominantes.

**005.B.03 Contaminación por Gases y Polvo.-** Uno de los principales factores de contaminación ambiental en el medio

urbano es la expulsión de gases por los escapes de los vehículos automotores, especialmente monóxido de carbono, plomo, hidrocarburos, óxidos de nitrógeno, compuestos de azufre, derivados del benceno y partículas. Contribuyen a la contaminación ambiental, el hule de las llantas y el asfalto de las calles, pulverizados por la abrasión que produce la fricción de las ruedas, así como las partículas de asbesto de las cubiertas de los frenos.

**005.B.04 Degradación de la Vegetación.**- Los efectos de la contaminación ambiental se extienden también, a los animales y degrada a los vegetales, especialmente a las plantas de ornato, hasta llegar a destruir algunas especies que no logran adaptarse a las condiciones extremas que se registran en los lugares críticos de los centros urbanos.

**005.B.05 Ruido.**- La intensidad del ruido que producen los vehículos depende del tipo y características de los vehículos y de las condiciones de operación que son consecuencia de las características del camino.

**005.B.06 Vibraciones.**- El tránsito vial transmite la vibración de los vehículos a la superficie de rodamiento del camino para, a su vez, transmitirse a las construcciones vecinas y a sus residentes, en función del tipo, magnitud y duración de la frecuencia, así como de las características del subsuelo.

**005.B.07 Basura.**- El incremento de basura que produce el tránsito de vehículos puede afectar directamente al camino y a las zonas urbanas adyacentes.

**005.B.08 Deterioro del Paisaje.**- Los caminos del medio urbano pueden llegar a obstaculizar la visual y afectar el aspecto estético del conjunto, como resultado de la introducción de un elemento extraño que generalmente no se integra en forma armónica al paisaje. Esta perturbación se produce cuando el diseño es ajeno a los elementos estéticos del medio. Tanto a los naturales como a los creados por el hombre.

Contribuyen a la degradación del paisaje la propaganda comercial, los carteles y los innumerables rótulos y letreros comerciales que generalmente invaden ambos lados del derecho de vía.

**005.B.09 Deterioro de los Sitios de Interés Histórico.**- El estudio de impacto originado sobre el patrimonio cultural, los monumentos o sitios de interés histórico por la construcción de carreteras se iniciará con el análisis del inventario con el propósito de identificar, evaluar y localizar los rasgos que deban ser conservados, desarrollados o incorporados al proyecto.

Cuando no se toman las medidas pertinentes los caminos pueden contribuir a afectar este patrimonio en forma directa, al destruir algunos elementos o modificar su entorno, además de acelerar el deterioro por los efectos de la contaminación producida por los gases que expulsan los vehículos y las vibraciones originadas por su paso.

**005.B.10 Perturbaciones Climáticas.** - Diversos factores contribuyen a que la temperatura sea más elevada en las ciudades que en el medio circundante, especialmente los cambios en las características térmicas de la superficie producidas por las construcciones y los pavimentos, los cambios en los patrones del flujo del aire debidos a la difusión del calor; las menores tasas de evaporación y de pérdidas de calor y al calor agregado por las actividades humanas.

#### **005.C Evaluación**

Se necesita fijar previamente los objetivos de calidad para auxiliar a los proyectistas en la definición del trazo y basar la selección en la consecución de los objetivos marcados. Los objetivos de calidad se fijan conforme a los valores ambientales detectados en la fase del estudio inicial de un entorno o según las disposiciones específicas de las normas y reglamentos existentes.

Al detectar un impacto caracterizado en cuanto a magnitud y significado se prefijan las condiciones para su calificación como compatible, moderado, severo o crítico. La calificación obliga durante el proceso de proyecto a replantear el trazo o corregirlo, de ahí la importancia de tener claramente definidos los criterios.

La selección de indicadores, al igual que la predicción de la magnitud de cada efecto, es una tarea que se desarrollará por un experto en el factor ambiental correspondiente, ya que exige conocimiento profundo del tema y de los medios científicos o técnicos para deducirlo o medirlo, así como criterio para definir el indicador más adecuado especialmente para los factores del tipo cualitativo o intangibles.

### **CAPITULO 006 EL RUIDO**

#### **006.A Generalidades**

El ruido es una de las perturbaciones ambientales que en forma más importante afectan al hombre, aunque éste, en muchas ocasiones, no es consciente de sus efectos, pues éstos no suelen manifestarse en forma inmediata. Lo hacen a largo plazo y no se percibe con claridad la relación causa-efecto.

Las medidas de protección se plantean en tres frentes:

- Disminuyendo el ruido en el origen
- Dificultando su transmisión
- Protegiendo los medios receptores

#### 006.B Evaluación del Ruido en Carreteras

El ruido en las carreteras depende de dos factores, el tránsito de vehículos y las características del camino. El primero se define por los siguientes parámetros: la intensidad y condiciones del flujo vehicular, la composición del tránsito (porcentaje de vehículos pesados), la velocidad y el nivel de servicio principalmente. Los principales parámetros que definen la influencia de la carretera en el ruido generado son: la pendiente, el tipo de pavimento y su estado de conservación.

Los factores que influyen en la propagación del sonido en exteriores son principalmente: la distancia, la atenuación debida a la atmósfera y el suelo, los obstáculos y las condiciones meteorológicas.

El parámetro comúnmente utilizado para definir el impacto de ruido del tránsito es el nivel sonoro continuo obtenido de indicadores que definen la situación promedio a lo largo del día-noche.

Para evaluar el impacto de una carretera en su entorno, se aplican diversos métodos. El método más elemental consiste en efectuar una serie de mediciones en las que se contrastan niveles sonoros en puntos representativos de la situación a analizar, en los puntos no medidos se obtienen los niveles de ruido aplicando condiciones de propagación.

Con el fin de obtener medidas representativas se relacionan los niveles sonoros medidos con la intensidad y tipo de vehículos que han circulado durante la medición efectuada.

De esta manera se reduce el número de muestras y se posibilita sacar conclusiones para las distintas condiciones del tránsito, en función de las fluctuaciones diarias, semanales y anuales que se pueden obtener de las estaciones maestras de aforos de tránsito.

Es conveniente disponer de modelos de pronóstico que contemplen situaciones lo más generales posibles. Para este fin es necesario conocer las características de la emisión sonora en el área de estudio que estará bajo la influencia de diversos aspectos locales como el parque vehicular, la forma de conducir y los tipos de pavimento. Una vez definida la emisión sonora se aplican las teorías de propagación para conocer el valor de emisión en los puntos de interés.

## 006.C Medidas Correctoras

Las medidas correctivas de los niveles excesivos de ruido producido por la circulación de vehículos, pueden plantearse bajo diferentes aspectos. Unos son de carácter legal, obligando a reducir los niveles de ruido producido por los elementos de los vehículos que dan origen de ruidos y penalizando las emisiones de niveles excesivos. Otras corresponden al proyecto de la carretera, en sus características constructivas y en los tipos de materiales utilizados. Finalmente, tal vez las más representativas de la lucha contra el ruido de la circulación, son las pantallas que impiden o dificultan la transmisión de la onda sonora.

Diseñar y calcular pantallas contra el ruido resulta un proceso complejo, dado el número de factores a tomar en consideración. Los datos necesarios para dimensionar una pantalla son:

- Distancia horizontal del receptor a la carretera.
- Diferencia de alturas receptor-pavimento.
- Reducción acústica exigida, que será la diferencia entre el nivel sonoro producido por la carretera y el nivel fijado por los reglamentos respectivos.

Además de los estudios de acústica y de ingeniería civil, el diseño de pantallas requiere una serie de estudios complementarios de seguridad, mantenimiento, tratamiento del paisaje y económico-financieros.

Un correcto proyecto geométrico de la carretera y la utilización de pavimentos adecuados, junto con un correcto planteamiento urbanístico desarrollado teniendo en cuenta el factor ruido, pueden evitar los posteriores problemas del ruido originado al entrar en funcionamiento la carretera.

Algunas medidas de diseño que pueden adoptarse se mencionan enseguida:

- Elegir el trazo, procurando que no sea sinuoso y que las pendientes resulten suaves.
- Alejar el trazo de la zona habitacional.

Esta medida es muy importante, pues como se sabe, al duplicar la distancia entre la fuente de ruido y el receptor, se consiguen, en focos sonoros lineales como es el caso de las carreteras, disminuciones de 3dB, sin que los costos, en casos de distancias pequeñas, resulten excesivos.



- Utilizar pavimentos poco ruidosos, como son los porosos.

Limitar la velocidad. Esta limitación no debe ser excesiva, pues podrían obtenerse resultados contrarios a los buscados. Cuando la reducción de la velocidad obliga, para el correcto funcionamiento del motor, a pasar a una marcha inferior, podría haber aumentos en los niveles de ruido en lugar de disminuciones.

Garantizar la fluidez de la circulación, mediante una adecuada sincronización de semáforos, y, si fuera necesario, supresión nocturna de su funcionamiento; eliminación de cruces a nivel, etc.

Proyectar las vialidades principales por las zonas con niveles de ruido más elevados, para que los procedentes de la circulación se confundan con éstos.

- Concentrar el tránsito en pocas vías, cuando su capacidad lo permita, pues las elevaciones en los niveles de ruido no resultarían muy significativas.

En caso de duplicar la intensidad de la circulación, los incrementos del nivel de ruido serían de sólo 3dB. La aplicación conjunta de varias de estas medidas podría ser suficiente para conseguir reducir los niveles de ruido hasta límites aceptables y a un costo razonables.

La instalación de pantallas de las que se habló inicialmente, debería reservarse para los tramos ya construidos y con problemas de niveles altos de ruido. En carreteras nuevas, salvo excepciones, la inclusión de pantallas acústicas podrían representar un indicio de una inadecuada planificación.

## CAPITULO 007 IMPACTO SOBRE EL PAISAJE

### 007.A Introducción

Al evaluar los impactos ambientales, tradicionalmente se consideran los efectos de la construcción, la operación y el mantenimiento, sobre los sistemas naturales, los sociales y los culturales. El paisaje suele aparecer en las evaluaciones como una parte del "medio físico" o como una síntesis del mismo.

Para analizar el paisaje es necesario exceder ese marco físico, ya que no pueden separarse el paisaje de su percepción y ésta de los grupos de personas que perciben.

Los tres aspectos en que puede dividirse el tema son: el paisaje natural y su percepción, los paisajes de la carretera, el paisaje en la construcción de carreteras.

#### 007.B El Paisaje Natural y su Percepción

La construcción de carreteras implica modificaciones importantes en vegetación, suelos, redes de drenaje. Se distinguen tres clases de paisaje, el paisaje total correspondiente al conjunto de unidades ecológicas en el entorno territorial y el paisaje visual donde se engloban los aspectos perceptivos. Los elementos del paisaje total comprenden la topografía, el suelo, las aguas de superficie y los efectos sobre el paisaje visual reconocen los elementos perceptibles: tamaño, color, forma, patrón de los elementos naturales y los artificiales, incluidas las construcciones y obra civil, alcance visual (cuencas visuales, accesibilidad, contraste visual, intrusión), puntos críticos, diversidad, naturalidad.

La percepción del paisaje-ecosistema depende del observador, que realiza una interpretación de su percepción sensorial a la luz de sus experiencias anteriores y según su estado de ánimo. El propio sujeto se proyecta en el paisaje y éste le evoca sensaciones de inquietud, temor, desagrado o de placer y serenidad. De actividad y energía o de placidez y descanso. De misterio y sorpresa o de reconocimiento y orden. De explotación y provecho o de conservación y entorno silvestre.

#### 007.C Los Paisajes de la Carretera

Para el estudio del paisaje, es conveniente separar la carretera y el marco territorial. La escala de las interacciones entre una y otro es diferente en lo ecológico y lo perceptivo. Esto implica la existencia de dos niveles de paisaje con caracteres propios: el interno o de la carretera que corresponde al trazo de la misma y su inmediata vecindad y el externo o marco territorial donde la carretera es un elemento, entre otros.

Al distinguir entre carreteras y marco territorial se está haciendo referencia a las carreteras modernas, con altas especificaciones. Sus características son altos volúmenes de tránsito, alta velocidad, con obra civil y movimientos de tierras importantes que configuran una vía de pendientes moderadas, curvas amplias, grandes taludes y rellenos y cercada en toda su longitud. En los caminos más modestos es menor la rotura con el entorno y la diferenciación con el medio es apenas perceptible.

En estos caminos, no hay un "paisaje interno" diferenciado; es sólo una "irrupción" ocasional en el ecosistema del marco

territorial, de vehículos a velocidad baja. En el extremo opuesto, algunas autopistas, capaz de absorber y regular un tránsito intenso, a velocidad, contaminante, a por medio de estructuras que salvan las diferencias de pendiente. El "paisaje interno" está completamente desarrollado y la rotura con el entorno es muy acusada.

007.C:01 El Paisaje Interior.- El paisaje interno es el que se percibe desde el vehículo y varía conforme al vehículo, el viajero, la actividad, las condiciones ambientales. Es un paisaje preferentemente visual. Posee un señalamiento propio y está sometido a condicionantes de seguridad vial que lo conforman. La percepción es desigual entre los viajeros. Para el conductor, el vehículo, su motor, su respuesta, su propio sonido, son percepciones condicionantes. La visibilidad por el parabrisas y retrovisores son elementos destacados del paisaje donde el viaje se desarrolla. Con la vista se explora la carretera delante, sobre un paisaje longitudinal. Se descifran las indicaciones, se calculan las trayectorias de otros vehículos y se valoran los riesgos. El viajero desarrolla una percepción relajada, no concentrada en un pequeño sector visual sobre la calzada.

La carretera ofrece un paisaje muy diferente desde el vehículo parado. La liberación de la atención del conductor le permite percibir los elementos locales: formas, elementos, vegetación, taludes, obra civil, restos, basuras..., que no se habrían observado en movimiento. Aparece el paisaje exterior.

Las condiciones ambientales favorecen o previenen la percepción. La oscuridad, la niebla, la lluvia, crean barreras visuales.

El señalamiento de la carretera trata de mantener al conductor orientado e informado para mejorar su seguridad y facilitar el uso del camino. Por sus características, la señalización vertical da puntos de información, en tanto la horizontal puede crear superficies o líneas estructuradoras del paisaje. Este señalamiento trata de ofrecer al conductor un paisaje longitudinal predecible, informado, fácil de prevenir en sus riesgos. Las condiciones de seguridad que se aplican en el trazo tratan de mantener en el paisaje visual continuidades que permitan su interpretación sencilla.

La progresiva demanda de seguridad y de tránsito intenso a velocidades elevadas, hace que el proyecto geométrico de carreteras se concentre en el "paisaje interior", longitudinal e incluso se favorezca el aislamiento funcional del "paisaje exterior", que podría actuar distrayendo al conductor. Por el contrario, las áreas de estacionamiento

tendrán junto los a los servicios elementos de paisaje natural de la mayor calidad posible.

Las autopistas deben ser fluidas y seguras y a este objetivo se supeditarán los desarrollos de paisaje interior. Seguridad no significa monotonía o vulgaridad, ni mucho menos el empleo de materiales artificiales frente a los naturales. Los colores, formas, pautas de vegetación, formas de terreno, obra civil han de evaluarse en términos de paisaje interior y longitudinal. Es irrelevante que el trazo permita cuencas visuales placenteras, a menos de que se trate de carreteras turísticas de bajas especificaciones.

**007.C.02 El Paisaje Externo.**- El paisaje exterior considera los factores topográficos, conservación de suelos, masas de agua, puntos notables, usos del suelo potenciales, etc. Se analizarán todos los componentes secuencialmente, de tal manera que el desarrollo del paisaje pueda coordinarse durante todas las etapas del proyecto, construcción y operación de la carretera. Algunos de los factores que se considerarán y coordinarán son:

- Utilización de los elementos paisajísticos del corredor y demás factores ambientales.
- Adecuación en lo posible, la geometría del proyecto a los rasgos del paisaje natural.
- Estimular la conservación de los recursos naturales.
- Conservar los lugares históricos, panorámicos, etc., propiciando espacios abiertos y lugares de descanso.
- Fortalecer el uso racional del suelo para evitar acciones ambientales negativas.

Los elementos del paisaje se pueden agrupar en principio, en dos niveles. El primero son aquellos que no pueden pasar desapercibidos a ningún espectador, como: accidentes de terreno que la carretera salva de manera característica, túneles, puentes, viaductos, etc., así como vistas de poblaciones, monumentos importantes, grandes fábricas y construcciones verticales. El segundo nivel estaría constituido por las construcciones más modestas, los grupos de árboles y los macizos forestales que pueden ser percibidos por algunos viajeros. Esto evidentemente es relativo, conforme esté constituido el entorno.

En la apreciación de las cualidades de un paisaje debería implicarse a los usuarios o comunidad más próxima, reconociendo la carga de subjetividad que ello implica, no existe un enfoque único, válido para cualquier caso.

El paisaje definido como la expresión espacial y visual del medio se considera como un compuesto de los elementos que en

cada caso mejor lo definan y sus parámetros han de ser: significativos, independientes, fácilmente comprensibles, ajustarse a la realidad y en cualquier caso medibles o cuantificables en la medida de lo posible.

#### 007.D El Paisaje en la Etapa de Construcción

Las acciones debidas a la construcción de carreteras afectan a una superficie mayor que la definitiva, destacan los impactos de ruido, polvo, movimiento de tierras, excavación, modificación de la red de drenaje, de la calidad del agua, cambios permanentes en el paisaje con creación de superficies geométricas desnudas en los taludes.

El movimiento de tierras implica el arrasamiento de la flora, fauna, suelo y estructura. Este movimiento se hace con criterios geométricos en cuanto a volúmenes y se abren caminos de acceso, estacionamientos o montaje de instalaciones, sin examinar y cuidar el entorno inmediato.

El proyecto de la carretera incluirá en detalle las medidas conducentes para reducir los impactos de construcción y, al concluir las obras, las de restauración de las superficies afectadas, aplicando medidas correctoras.

La restauración no tiene porqué ser solo de un paisaje natural. Se trata de que la restauración ayude a recuperar el patrimonio natural que se pierde y hacerlo además con la propia construcción y si es posible en su proximidad de modo que junto a la zona devastada aparezca otra recuperada.

#### CAPITULO 008 REFERENCIAS

- 10.1 - Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente (Diario Oficial de la Federación del 28 de enero de 1988).
- 10.2 - Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Impacto Ambiental (Diario Oficial de la Federación del 7 de junio de 1988).
- 10.3 - Fermín Villarroya Gil; II Simposio Nacional Sobre Carreteras y Medio Ambiente. Asociación Técnica de Carreteras, Las Palmas de Gran Canaria, Nov. 1992.
- 10.4 - Francisco García Novo, II Simposio Nacional Sobre Carreteras, Las Palmas de Gran Canaria, Nov. 1992.
- 10.5 - Simposio Sobre Impacto Ambiental de las Carreteras. Asociación Técnica de Carreteras. Comité Español de la A.I.P.C.R., San Sebastián. Oct. 1988.

- 10.6 - Benassini Oscar. *Impacto de los Caminos en el Medio Ambiente*. Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), México 1984.
- 10.7 - Domínguez P Luis, González J. Hugo; *Integración de la Infraestructura Carretera con el Medio Urbano*. Instituto Mexicano del Transporte (IMT) México 1993.
- 10.8 - *Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras*, SCT, México 1971.
- 10.9 - *Etudes d'Impact des Projets Routiers en Milieu Urbain*. Centre d'Etudes des Transports Urbains (CETUR), París 1979.