



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

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

Del 19 al 21 de Octubre de 1994

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES  
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

**I N T R O D U C C I O N**

**Morelia, Michoacan  
1994**

# Introducción

## BREVE HISTORIA DE LAS VIAS TERRESTRES

### Primeras veredas para peatones y carretas

Por necesidad, los primeros caminos fueron de tipo peatonal (veredas) que las tribus nómadas formaban al deambular por las regiones que les proporcionaban sus alimentos, posteriormente, al tornarse en sedentarias, estos caminos peatonales tuvieron finalidades religiosas, comerciales y de conquista; en América y México en particular, se tuvieron ejemplos de estos caminos en las civilizaciones maya y azteca en forma respectiva.

Con la invención de la rueda, apareció la carreta jalada, ya fuera por humanos o por bestias, para lo cual fue necesario acondicionar los caminos para que el tránsito se desarrollara lo más "rápido" y "cómodo" que fuera posible; así, los espartanos y fenicios construyeron los primeros caminos de que se tiene noticia, los romanos construyeron caminos, tanto en la Península Itálica, como en varios puntos de Europa, de Africa y Asia para poder extender sus dominios.

Cuando en los caminos peatonales las tribus tenían terrenos blandos o de lodazales, seguramente que trataban de mejorar las condiciones, colocando piedras en el camino, que les evitaran resbalar o que sus pies se sumergieran en el lodo; los caminos para carretas fueron revestidos de tal forma, que las ruedas no se incrustaban en el terreno, estos revestimientos fueron desde piedra machacada hasta empedrados, como los de la vía Apia, en los que se realizaban carreras de carretas; estas piedras de los caminos peatonales en lodazales o de los revestimientos tenían la finalidad de recibir las cargas sin ruptura estructural y de distribuir los esfuerzos, en zonas cada vez más amplias, para que pudieran ser soportados por el terreno natural, que son las principales funciones de los pavimentos actuales.

### Aparición del ferrocarril

Con la invención de las máquinas de vapor en el siglo XVIII apareció la locomotora de vapor, para la distribución de los esfuerzos a las capas inferiores, se utilizan durmientes y balasto, que se colocan sobre las terracerías adecuadamente acomodadas.

### Aparición del automóvil

A fines del siglo XIX, se inventó el automóvil que ha tenido un rápido desarrollo y para su tránsito, en primer lugar se acondicionaron los antiguos caminos de carretas, para posteriormente sufrir grandes transformaciones en su geometría y en su estructuración, pues tanto en número como en peso, los vehículos se han multiplicado.

### Las vías terrestres en México

En lo que actualmente es la República Mexicana, en la época precortesiana existían, como ya se dijo, numerosos caminos peatonales; los españoles introdujeron las carretas y Fray Sebastián de Aparicio (monje franciscano), construyó las primeras brechas o veredas, dejándonos una tradición caminera muy ascendrada; hubo comunicación con el Puerto de Veracruz pasando por Puebla, a Acapulco y a las principales ciudades del país.

A partir de la segunda mitad del siglo XIX, se inició la construcción de vías férreas, que tuvo su mayor auge durante el gobierno de Porfirio Díaz y en la actualidad están en decadencia, por desconocimiento gubernamental de la utilidad de este medio de transporte cuando se administra en forma correcta. La actual longitud de vías férreas es muy inferior a la que necesita el desarrollo del país, llegando a ser inclusive factor de retroceso por los altos costos que reportan.

Aeropuertos	Dimensiones de las pistas (M)	Notas
Acapulco, Gro.	3300 × 45 1700 × 35	R 1 1 R
Aguascalientes, Aqs.	3060 × 45	FN 2
Bahía de Huatulco, Oax.	2700 × 45	F 1 1
Campeche, Camp.	2500 × 45	FN 2
Calaya, Gro.	2000 × 30	FN 3
Colima, Col.	2300 × 45	FN 2
Culiacán, Sin.	2300 × 45	FN 2
Cancún, Q. Roo.	3500 × 60	F 1 1
Ciudad Juárez, Chih.	2700 × 45 1750 × 35	RN 2 F
Ciudad del Carmen	1830 × 45	FN 2
Cd. Obregón, Son.	2500 × 40 1600 × 34	R 1 2 F
Cd. Victoria, Tamps.	2200 × 45	FN 2
Comitán, Chis.	2600 × 45	FN 2
Cozumel, Q. Roo.	2500 × 45	FN 2
Chetumal, Q. Roo.	2200 × 46	F 1 2
Chihuahua, Chih.	2600 × 45	F 1 2
Durango, Dgo.	2700 × 45 2900 × 45	FN 2
Guadalajara, Jal.	4000 × 60 1830 × 60	M 1 1 M
Guaymas, Son.	2350 × 45	F 1 2
Hermosillo, Son.	2300 × 45 1100 × 30	F 1 2
Itepec, Oax.	2300 × 45	FN 2
La Paz, B.C.S.	2500 × 45	F 1 1
León, Gro.	2400 × 30	FN 2
Loma Bonita, Oax.	2700 × 45	FN 3
Loreto, B.C.S.	2200 × 45	F 1 2
Los Mochis, Sin.	2300 × 45	MN 2
Manzanillo, Col.	2200 × 45	F 1 2
Mazatlán, Sin.	2700 × 60	R 1 1
Mérida, Yuc.	2700 × 46 300 × 46	F 1 1
Mexicali, B. C.	2600 × 44	R 1 2

Aeropuertos	Dimensiones de las pistas (M)	Notas
México, D. F.	3900 × 45 3100 × 40 2300 × 40	F 1 1
Minatitlán, Ver.	2100 × 45	FN 2
Morelia, Mich.	2400 × 45	FN 2
Monterrey, N. L.	3000 × 45 1800 × 30	R 1 1 F
Nagales, Son.	1800 × 35	F 1 3
Nuevo Laredo, Tamps.	2300 × 45	F 1 2
Oaxaca, Oax.	2450 × 45	FN 2
Pozos Ricos, Ver.	1800 × 45	FN 2
Puebla, Pue. Pro. Escondido, Oax.	3600 × 45 1600 × 30	FN 2 FN 3
Pro. Vallarta, Jal.	2750 × 60 3100 × 45	F 1 2
Rayosa, Tamps.	1900 × 45	F 1 2
San José del Cabo, B.C.S.	2200 × 45	F 1 2
San Luis Potosí, S.L.P.	2300 × 45	FN 2
Santa Lucía, Méx.	3457 × 78	F MIL
Tampico, Tamps.	2550 × 45	F 1 2
Tapachula, Chis.	2240 × 45	F 1 2
Tepic, Nay.	1800 × 35	FN 3
Tijuana, B. C.	2500 × 60 2000 × 45	R 1 1
Tlaxcala, Tlax.	2500 × 30	FN 3
Torreón, Coah.	2250 × 40	F 1 2
Tuxtla, Grz. Chis.	2500 × 45	FN 2
Uruapan, Mich.	1900 × 45	FN 3
Veracruz, Ver.	2400 × 45 1500 × 45	F 1 1
Villahermosa, Tab.	2200 × 45	MN 2
Zacatecas, Zac.	3000 × 45	FN 2
Zihuatanejo, Gro.	2500 × 60	F 1 1

Notas:

F: Pav. flexible	1: Almacenaje largo
R: Pav. rígido	2: Almacenaje medio
M: Pav. mixto	3: Almacenaje corto
N: Nacional	Mil: Militar
I: Internacional	

Fig. 1-2 Lista de algunos aeropuertos en la República Mexicana en la que se indican la longitud y el ancho de las pistas.

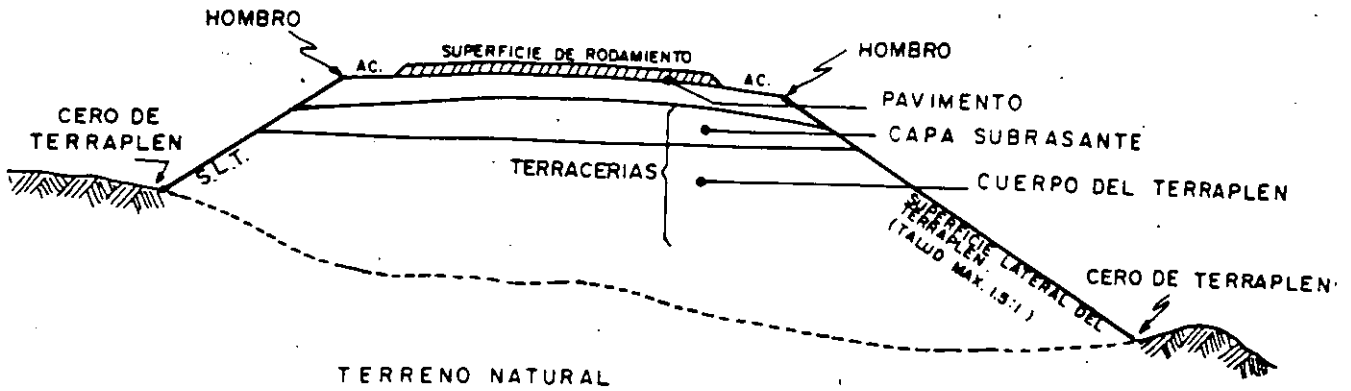


Fig. 1-3 Sección transversal típica en terraplen, para carreteras de dos carriles.

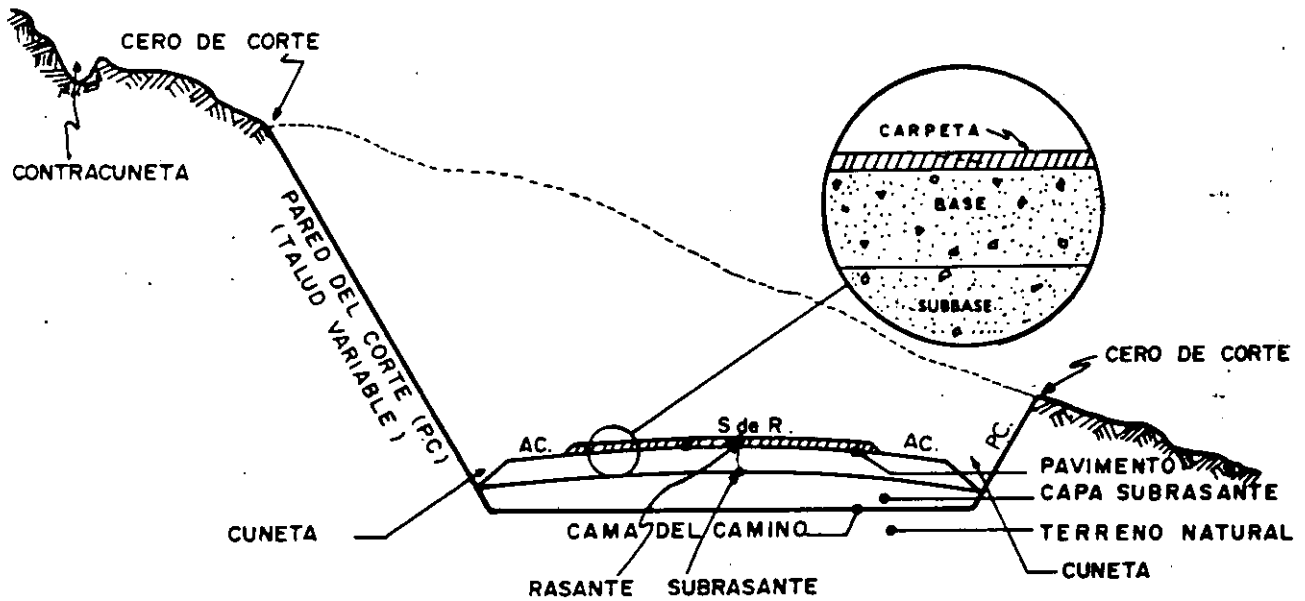


Fig. 1-4 Sección transversal típica en corte, para carreteras de dos carriles; se muestra un detalle de pavimento flexible.

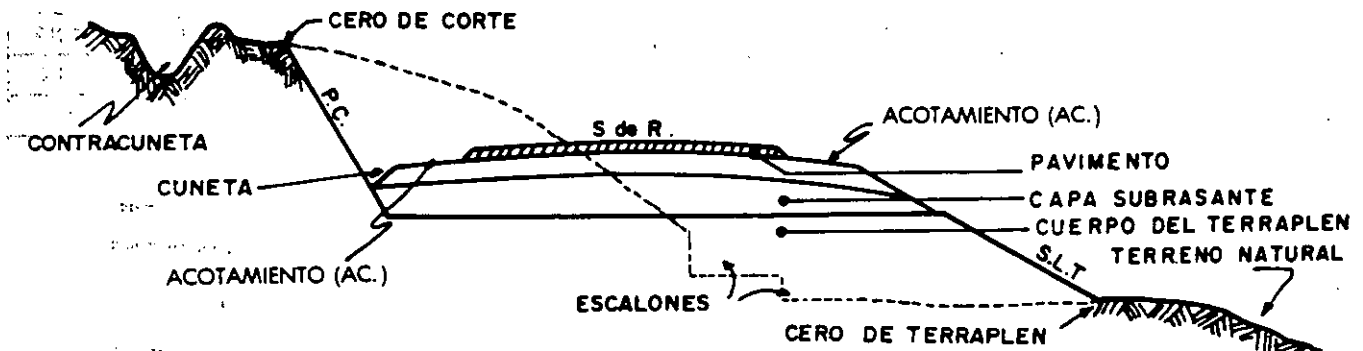


Fig. 1-5 Sección transversal típica mixta o en balcón, para caminos de dos carriles.



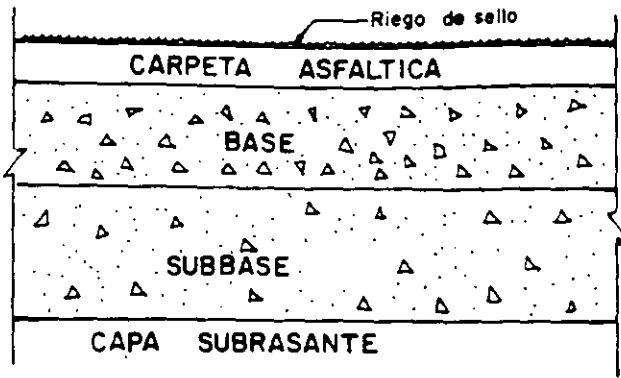


Fig. 1-6 Capas que forman en general un pavimento flexible.

pavimento flexible son: carpeta asfáltica, base y sub-base, las cuales se construyen sobre la capa subrasante (Fig. 1-6).

### Pavimentos rígidos

La superficie de rodamiento de un pavimento rígido es proporcionada por losas de concreto hidráulico que distribuyen las cargas de los vehículos, hacia las capas inferiores, por medio de toda la superficie de la losa y de las adyacentes que trabajan en forma conjunta con la que recibe directamente las cargas. Este tipo de pavimento no puede plegarse a deformaciones de las capas inferiores sin que se presente la falla estructural; aunque en teoría las losas de concreto hidráulico pudieran colocarse en forma directa sobre la subrasante, es necesario la construcción de una capa de subbase para evitar que los finos sean bombeados hacia la superficie de rodamiento al paso de los vehículos, lo cual puede provocar fallas de esquina o de orilla en la losa; la sección transversal de un pavimento rígido está formada por la losa de concreto hidráulico y la sub-base (Fig. 1-7), que se construyen sobre la capa subrasante.

### Concreto asfáltico

En las últimas décadas se ha utilizado en forma importante el concreto asfáltico que a pesar de tener una falla frágil, parecida a la del concreto hidráulico, su resistencia es bastante menor que la de éste, por lo que queda incluido en los pavimentos flexibles; sin embargo, para evitar que la carpeta se agriete por pequeñas deformaciones de la base, ésta debe ~~construirse rígida~~ ~~utilizando cemento Portland o cal~~, para que los módulos de elasticidad de ambas capas sean lo más parecido posible.

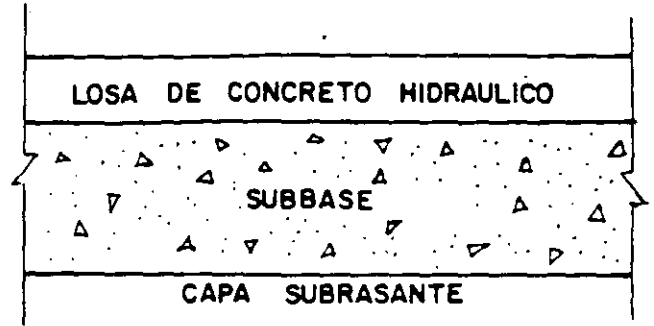


Fig. 1-7 Capas que forman un pavimento rígido.

### Pavimentos para carreteras y aeropuertos

Proyectar el pavimento de una carretera no es lo mismo que proyectar el de un aeropuerto, pues existen algunas variantes debido a lo siguiente: las cargas máximas de los aviones son hasta diez veces mayores que las cargas máximas de los vehículos que operan en carretera, el número de vehículos que operan en éstas pueden ser del orden de 8000 por día, mientras que en aeropuertos llegan hasta 200 000 en su vida útil. Por otro lado, la variabilidad de la posición de los vehículos en carreteras es mucho menor

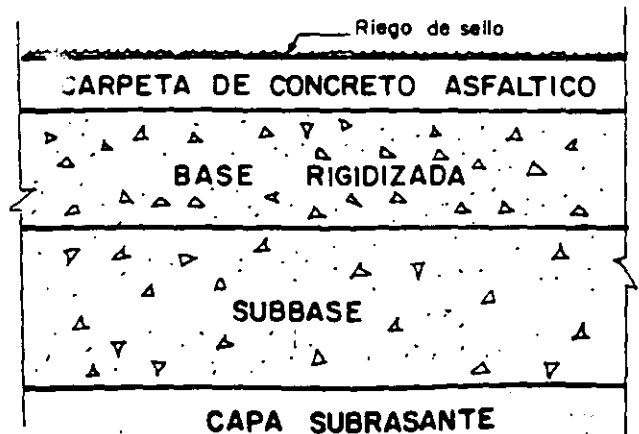


Fig. 1-8 Capas que forman un pavimento flexible con carpeta de concreto asfáltico.

que la que se tiene en las pistas de los aeropuertos, por lo que una pasada de un vehículo en aquéllas, se considera con un cubrimiento en el ancho del carril (Fig. 1-9), mientras que en estos últimos, varias operaciones (de 3 a 8) de los aviones, se considera como un cubrimiento al ancho de la pista (Fig. 1-10).

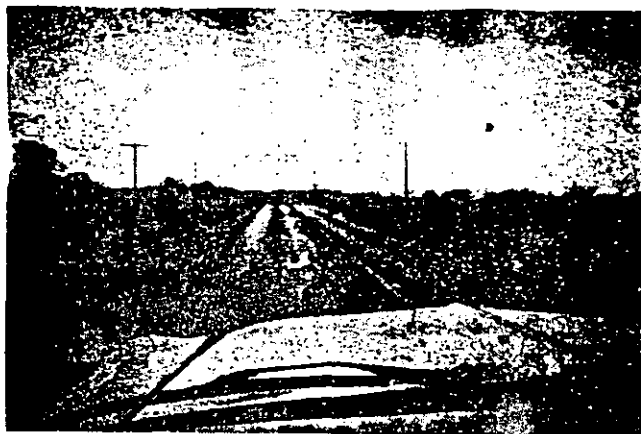


Fig. 1-9 Fotografía en que se nota la poca variabilidad en su posición, que tienen los vehículos a lo ancho de los carriles de las carreteras.

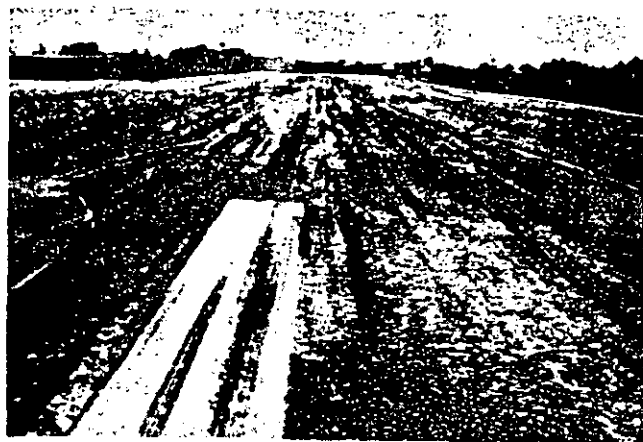


Fig. 1-10 Fotografía en la que se nota la gran variabilidad en la posición de las aeronaves al operar en las pistas de los aeropuertos, principalmente en el aterrizaje.

Por último, mientras que en carreteras se puede tener una misma estructuración del pavimento por varios kilómetros, en aeropuertos, las plataformas, las cabeceras de las pistas, el cuerpo de éstas y las calles de rodaje pueden tener diferente estructuración, pues las dos primeras son las que reciben los mayores esfuerzos, y por tanto, podrán tener mayores espesores y hasta diferente tipo de pavimento, pues mientras las primeras se pueden construir de pavimento rígido, el resto puede ser de tipo mixto (Fig. 1-11).

*Sin embargo la filosofía o metodología para proyectar los pavimentos de carreteras y aeropuertos es la misma pues en ambos casos tomando en cuenta los diferentes usos.*

### PRINCIPALES FACTORES PARA LA ESTRUCTURACION DE VIAS TERRESTRES

Para la estructuración de la sección transversal de las vías terrestres es necesario estudiar diversos factores que influyen en su funcionamiento como son: aspecto económico, características de los materiales de construcción: calidad, tratamiento y posición de las capas en que se usan, tránsito, etc.

Estos factores serán expuestos en los siguientes capítulos de este libro, para pasar en seguida a describir diferentes métodos de estructuración de pavimentos flexibles y rígidos.

Se tiene un capítulo correspondiente a la conservación de vías terrestres en el que se tocan temas técnicos y administrativos, por último, se presenta un capítulo referente al control de calidad de las vías terrestres, que se enfoca a la aplicación general, tocando además aspectos de elementos auxiliares como son: los laboratorios de materiales, la estadística, las especificaciones. Debe hacerse



Fig. 1-11 Fotografía en que se muestra la pista del aeropuerto de Villahermosa, Tab., Méx.; cuya superficie de rodamiento es de tipo mixto: al centro pavimento rígido, en las orillas flexible.

hincapié, por último, de que no basta que en la estructuración transversal de una vía terrestre se hayan usado los métodos de proyecto más sofisticados, elaborados y con la mejor correlación laboratorio-campo, para que una obra se comporte satisfactoriamente, sino que para ello, también es indispensable que se tenga una buena construcción, apegándose a los procedimientos correctos y utilizando los materiales indicados en el proyecto, asimismo, la conservación deberá ser adecuada y oportuna. Para que estos tres aspectos sean posibles, es necesario contar con una eficiente organización de control de calidad, que reciba el apoyo de las autoridades y en la que todos sus elementos estén completamente vinculados.

tiene, dividiendo los beneficios entre el costo de la obra, siendo los primeros, la suma de los costos de la producción que se obtiene durante un cierto tiempo, usualmente cinco años. Este tipo de caminos tiene una corona entre 7 m y 11 m.

### Caminos entre zonas desarrolladas

Por último, están los caminos que comunican zonas desarrolladas y se construyen para disminuir los costos de operación, propiciando el mejoramiento del tránsito en los caminos regionales. Estos caminos tienen como misión comunicar sólo los puntos que han alcanzado mayor desarrollo; por tanto, serán directos, con lo que se disminuyen las distancias de recorrido, el nivel de servicio debe ser mejor que el del resto de los caminos, por lo que la operación es más segura y cómoda. Con frecuencia son caminos con control de acceso; dependiendo del tránsito, pueden ser de 2, 4 o más carriles (Fig. 2-3), principalmente en el país están constituidas por las llamadas autopistas que en general son caminos de cuota y su administración está a cargo de una dependencia oficial. En otros países, como los europeos, esta administración está a cargo de compañías particulares.

La evaluación de estos caminos se hace a través de la relación beneficio-costos, denominado índice de recuperación, que se calcula dividiendo los ahorros que se tendrán al utilizarse la nueva obra entre el costo de construcción. Los ahorros son de combustible, lubricantes, horas-hombre (operadores y pasajeros) y de otros elementos menos tangibles como la comodidad y la seguridad, aunque de ésta se puede tener alguna idea al calcular los ahorros que se obtengan al disminuir los accidentes, en base a los daños materiales; pues es muy difícil conocer las reducciones que se tengan por el menor número de muertos y heridos.

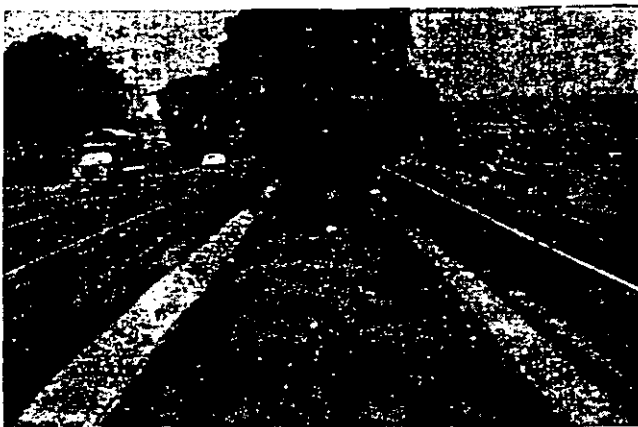


Fig. 2-3 Fotografía de una autopista de cuatro carriles, que son caminos con control de accesos y comunican zonas ya desarrolladas.

### Programación de caminos

Para la programación de los diferentes tipos de caminos, no se puede hacer una sola lista de ellos, pues como se vio, cada uno se evalúa de manera diferente y hasta ahora ha quedado a criterio de las autoridades la elección de las obras de cada tipo que se construyan en los periodos de gobierno. Sin embargo, se debe estudiar un modelo matemático con el cual se pueda hacer la programación, no sólo de los diferentes tipos de caminos, sino que quedan involucrados, además, todos los tipos de comunicación terrestre, aérea y marítima, que en general, como los primeros, se evalúan de acuerdo a factores de beneficio-costos para proporcionar o alentar el desarrollo nacional; en este modelo matemático deberán estar atendidas todas las necesidades de comunicación del país.

Para reducir las inversiones iniciales, las obras pueden programar por etapas, lo cual hasta ahora se ha aplicado principalmente en caminos, al proyectar la superficie de rodamiento de acuerdo al tipo necesario, en relación al tránsito que se puede tener en periodos de 5 años. Esto se hace principalmente en caminos del tipo de desarrollo en los que en el momento de abrirlos al tránsito, el número de vehículos es muy reducido, pudiéndose utilizar inicialmente carpetas en el lugar y más tarde, cuando así lo requiera el tránsito se podrá levantar la carpeta anterior, rigidizar la base y colocar concreto asfáltico como superficie de rodamiento.

### Comparación entre diferentes tipos de transporte

El transporte marítimo es el más económico pero el más lento, en cambio la aviación es la más rápida, pero también el medio más caro; lo mismo pasa con el ferrocarril y el transporte por carretera, pues mientras aquél es lento, cuando se administra correctamente es más barato, por lo que se deberá utilizar para el movimiento de volúmenes grandes de productos impercederos; mientras que las carreteras deberán utilizarse para volúmenes menores, correspondiendo éstos a productos percederos y pasaje.

Actualmente, en México se cuenta con una red de caminos en la que se tienen 75 000 km pavimentados y 120 000 km de caminos secundarios con superficie de rodamiento revestida; esta longitud todavía no es suficiente. Se ha descuidado, quizá, por presiones internacionales, la construcción de una mayor longitud de ferrocarril que en su mayor parte fue construida antes de 1910. Así, mientras los ferrocarriles mueven el 20% de la carga, por carretera se transporta el 80% restante, lo cual debería ser al contrario.

Ciertamente, en la forma actual de mover la carga se da mayor ocupación a las personas, que por defectos legislativos y abusos de autoridades, han dejado las labores de campo; aunque así desvirtúan por completo los planes de desarrollo, pues se basan en premisas artificiales.

### RIESGOS DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONOMICO

Para el proyecto de las obras de ingeniería deben tomarse en cuenta los riesgos que se pueden tener si se presentara alguna falla, y con esta base se deben tomar los factores de seguridad. Como ejemplo considérese el caso de tres obras de tierra: una presa de almacenamiento, un aeropuerto y una carretera.

En caso de que fallara la presa, aun en una pequeña porción, sin duda sería una catástrofe, pues, posiblemente se tendría la pérdida de miles de vidas humanas; entre la operación del aeropuerto y la carretera, aquél debe tener un grado más alto de seguridad y principalmente se debe construir de tal manera, que la conservación de las pistas sea mínima, pues como ya se ha visto en el caso del aeropuerto de la Ciudad de México, la constante conservación ha sido causa de pérdida de docenas de vidas.

De las tres obras propuestas, las carreteras son las que presentan menos riesgos, y su factor de seguridad puede ser lo más cercano posible a la unidad y, por lo mismo, los estudios pueden ser menos detallistas, pero en mayor número, por las extensiones de estas obras. Esto no quiere decir que se vaya a permitir una mala construcción, pues de cualquier manera el constructor debe apagarse a lo

proyectado y el contratante, habitualmente el gobierno, debe verificar la calidad de la obra, haciendo uso, ambos, de los procedimientos más modernos de control de calidad.

### EL FACTOR ECONOMICO EN LAS NORMAS DE PROYECTO

De acuerdo a la demanda de tránsito, las especificaciones deben clasificar a las obras para que las características geométricas que marquen a cada una de ellas, estén de acuerdo a las necesidades y los costos de operación (Fig. 2-4); para carreteras y ferrocarriles, el factor económico rige las características de pendiente, curvatura, número de carriles o vías paralelas, lo cual está en íntima relación al volumen de carga y tipo de maquinaria utilizada; en ferrocarriles, estos factores y las características topográficas de la zona pueden influir en forma determinante para la elección del equipo motriz.

En carreteras y ferrocarriles, la posición de la rasante económica con respecto al terreno natural, debe estudiarse cuidadosamente tomando en cuenta las especificaciones, las características topográficas, las dimensiones y necesidades de las obras de drenaje, las condiciones geo-

CONCEPTO	UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																																																																																		
		E					D					C					B					A																																																														
TDPA EN EL HORIZONTE DE PROYECTO	veh/año	HASTA 100					100 a 500					500 a 1500					1500 a 3000					MAS DE 3000																																																														
TIPO DE TERRENO		<table border="1"> <tr> <td>MONTANOSO</td> <td colspan="20">[Grid]</td> </tr> <tr> <td>LOMERIO</td> <td colspan="20">[Grid]</td> </tr> <tr> <td>PLANO</td> <td colspan="20">[Grid]</td> </tr> </table>																				MONTANOSO	[Grid]																				LOMERIO	[Grid]																				PLANO	[Grid]																			
MONTANOSO	[Grid]																																																																																			
LOMERIO	[Grid]																																																																																			
PLANO	[Grid]																																																																																			
VELOCIDAD DE PROYECTO	km/h	30	40	50	60	70	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	110	60	70	80	90	100	110																																																					
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA	m	30	40	55	75	95	30	40	55	75	95	40	55	75	95	115	135	155	55	75	95	115	135	155	175	75	95	115	135	155	175																																																					
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE	m	-	-	-	-	-	135	180	225	270	315	180	225	270	315	360	405	450	225	270	315	360	405	450	495	270	315	360	405	450	495																																																					
GRADO MAXIMO DE CURVATURA	°	60	30	17	11	7.5	60	30	17	11	7.5	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75																																																					
CURVAS	K	CRESTA	[Grid]																																																																																	
		COLUMPIO	[Grid]																																																																																	
VERTICALES	LONGITUD MINIMA	[Grid]																																																																																		
		[Grid]																																																																																		
PENDIENTE GOBERNADORA	%	9					7					6					5					4																																																														
PENDIENTE MAXIMA	%	13					10					7					5					4																																																														
ANCHO DE CALZADA	m	40					60					60					70					7.5																																																														
ANCHO DE CORONA	m	40					60					70					90					1.20																																																														
ANCHO DE ACOTAMIENTOS	m	-					-					0.5					1.0					2.5																																																														
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL	m	-					-					-					-					2.10																																																														
BOMBEO	%	3					3					2					2					2																																																														
SOBREELEVACION MAXIMA	%	10					10					10					10					10																																																														

Fig. 2-4 Cuadro que muestra las especificaciones geométricas para caminos. La clasificación está con base en el tránsito diario promedio anual (TDPA) futuro.

# 5

## Materiales de Construcción

### MATERIALES QUE SE ÚTILIZAN EN UNA OBRA VIAL

En la estructuración de la sección transversal de una vía terrestre, se utilizan materiales pétreos, térreos, asfálticos e industriales, los cuales para aprovecharse deben cumplir los requisitos marcados en las normas de calidad.

#### Cuerpo del terraplén

Para la construcción del cuerpo del terraplén de una obra vial, dependiendo del tipo de terreno en que se construya, se utilizan materiales provenientes de los cortes o de préstamos. Si el terreno es plano, en general, la construcción

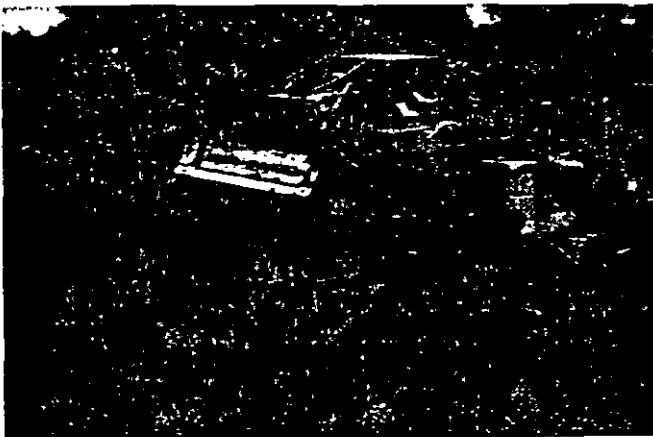


Fig. 5-1 Tractores con hoja frontal aflojando material de un préstamo, para la construcción de terraplenes.

se realiza utilizando materiales de préstamos; si éstos se localizan dentro de una distancia máxima de 100 m del centro de línea se denominan préstamos laterales y cuando la distancia es mayor se consideran préstamos de banco. Si el terreno es de lomerío, los terraplenes se construyen con materiales provenientes de los cortes (Fig. 5-1), para fijar los movimientos de terracerías en este último caso, se hace un estudio detallado de la curva masa, para la cual, es fundamental que se proyecte la rasante económica. Por último, en terreno montañoso, en general, no se construyen terraplenes sino al contrario, por el exceso de cortes se tiene un volumen fuerte de desperdicio; en caso de presentarse algunos terraplenes (pedraplenes), éstos se proyectan como se indicó para lomeríos.

#### Capa subrasante

Para la construcción de la capa subrasante, en general, se utilizan materiales de banco que tengan las características adecuadas para las funciones que vayan a tener en la estructura vial. Si el material que se extraiga de los cortes cumple con estas características, pueden utilizarlo tanto en ellos (escarificando, conformando y compactando), como en los terraplenes contiguos, para construir esta capa subrasante.

#### Capas de pavimento

Los materiales para la construcción de las capas del pavimento siempre provienen de banco, pudiéndose utilizar aglomerados de arroyos y depósitos (Fig. 5-2), o conglo-



Fig. 5-2 Banco de materiales en el lecho de un arroyo: aglomerado.

merados suaves o duros y rocas (Fig. 5-4) que puedan ser fisuradas o sanas, y en general, requieren de uno o más tratamientos (cribado, triturado...).

Los materiales de tipo industrial como cemento Portland, cal, acero, asfalto, se adquieren en las empresas estatales o particulares que los producen y deben cumplir los requerimientos necesarios de acuerdo al uso que van a tener.

## PRUEBAS PARA LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION

Para conocer las características de los materiales, se realizan pruebas que son mediciones de diferentes clases, que se hacen a especímenes elaborados siguiendo procedimientos estandarizados.



Fig. 5-3 Banco de conglomerado.



Fig. 5-4 Visita de estudiantes universitarios a un banco de materiales.

Las pruebas que se realizan a los materiales de construcción pueden dividirse en: pruebas de clasificación, de control y de proyecto (Fig. 5-5). Las pruebas de clasificación son aquellas que permiten identificar a los materiales y decidir si pueden utilizarse o no en algunas de las capas estructurales.

Las pruebas de control son las que permiten verificar si la obra cumple con los requisitos de proyecto. Por último, las pruebas de proyecto son las que permiten realizar la estructuración racional de la sección transversal de una vía terrestre.

En México, estas pruebas se indican con todo detalle en las normas de algunas Secretarías, como son: la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, las de la antigua Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas o las de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

En lo que sigue, sólo se harán descripciones generales de las pruebas más importantes y se explicarán sus significados.

## PRUEBAS DE CLASIFICACION PARA MATERIALES PETREOS Y SUELOS

Las principales pruebas de clasificación que se realizan a los materiales pétreos y suelos que se utilizan en una vía terrestre son: granulometría, plasticidad, resistencia, expansión, valor cementante, densidad, adherencia con asfalto, dureza y forma de la partícula.

Las pruebas más usuales que se realizan a los productos asfálticos son: destilación, penetración, viscosidad, punto de encendido, asentamiento en cinco días, demul-

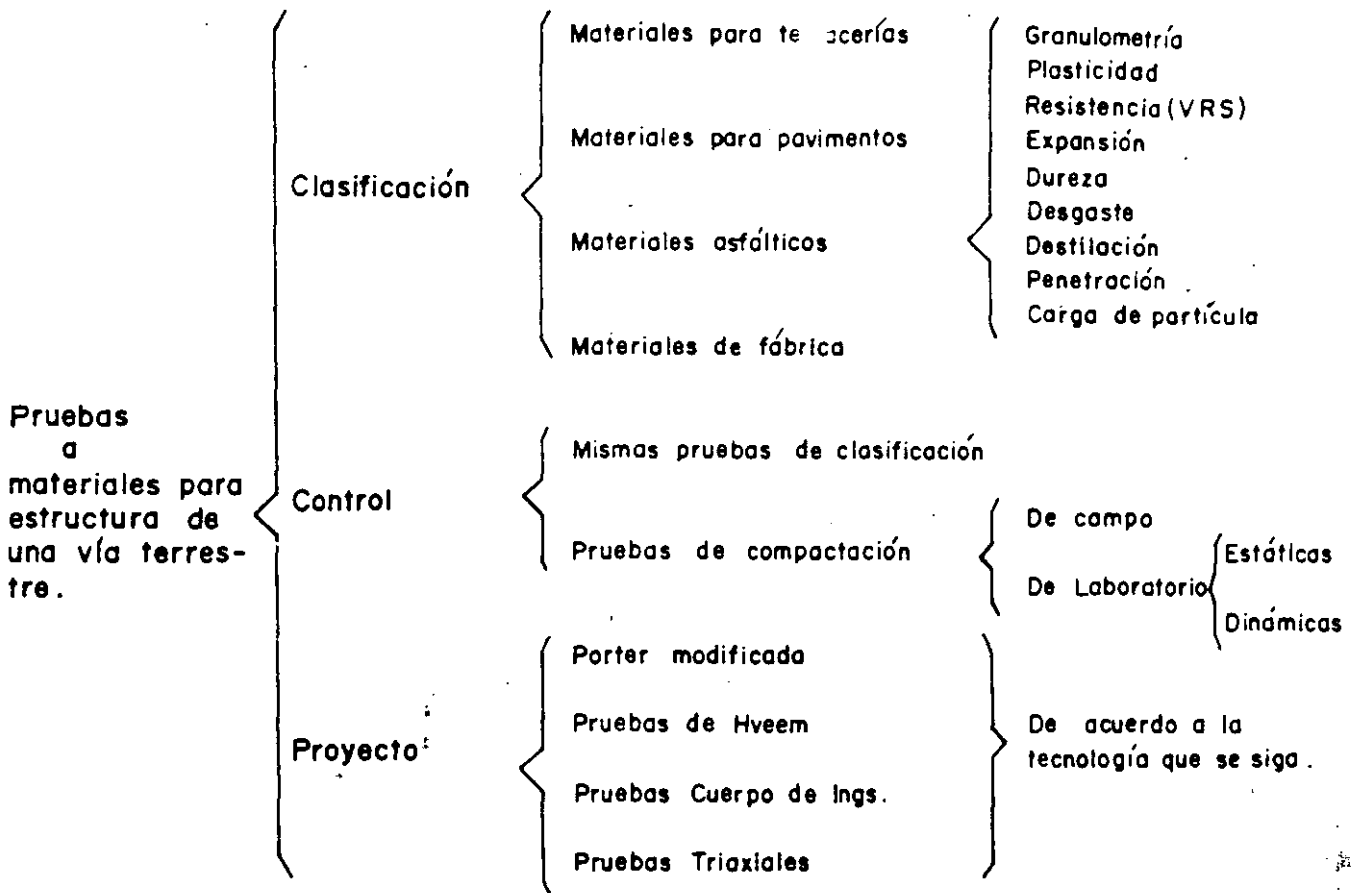


Fig. 5-5 Clasificación de pruebas para materiales que se utilizan en la estructuración de las vías terrestres. Se muestran ejemplos de cada clase.

sibilidad con cemento Portland, carga de la partícula y acidez. También se realizan pruebas al cemento Portland a la cal y al agua.

### Granulometría

La prueba de granulometría de un material sirve para determinar el porcentaje en peso, de las partículas de diferentes tamaños que lo forman. Para realizar esta prueba, se hace uso de tamices o mallas (Fig. 5-6) por las que se hace pasar el material, se pesan las partículas que se retienen en cada una de ellas y se encuentra el porcentaje respectivo con relación al peso seco total; después se calcula el porcentaje que pasa por las diferentes mallas.

La denominación de las mallas se hace de dos maneras; la primera de ellas indica la separación interior que hay entre los alambres y se usa para las mallas de 7.5 cm (3 plg) a 6.4 cm (1/4 plg); la segunda forma de denominar las mallas es asignándoles un número, que indica la cantidad de alambres o hilos que se tienen en una pulgada y se usa para las mallas de la Núm. 4 a la Núm. 200 que son las más utilizadas en suelos; aunque hay otras como la

325 que se utiliza en los cementos Portland; en este segundo caso, el calibre de los hilos está especificado.

Para obtener los datos con mayor exactitud, la porción de un material que pasa la malla 4, se lava por la malla 200 por diferencia de peso se calcula el porcentaje que



Fig. 5-6 Mallas para la prueba de granulometría.

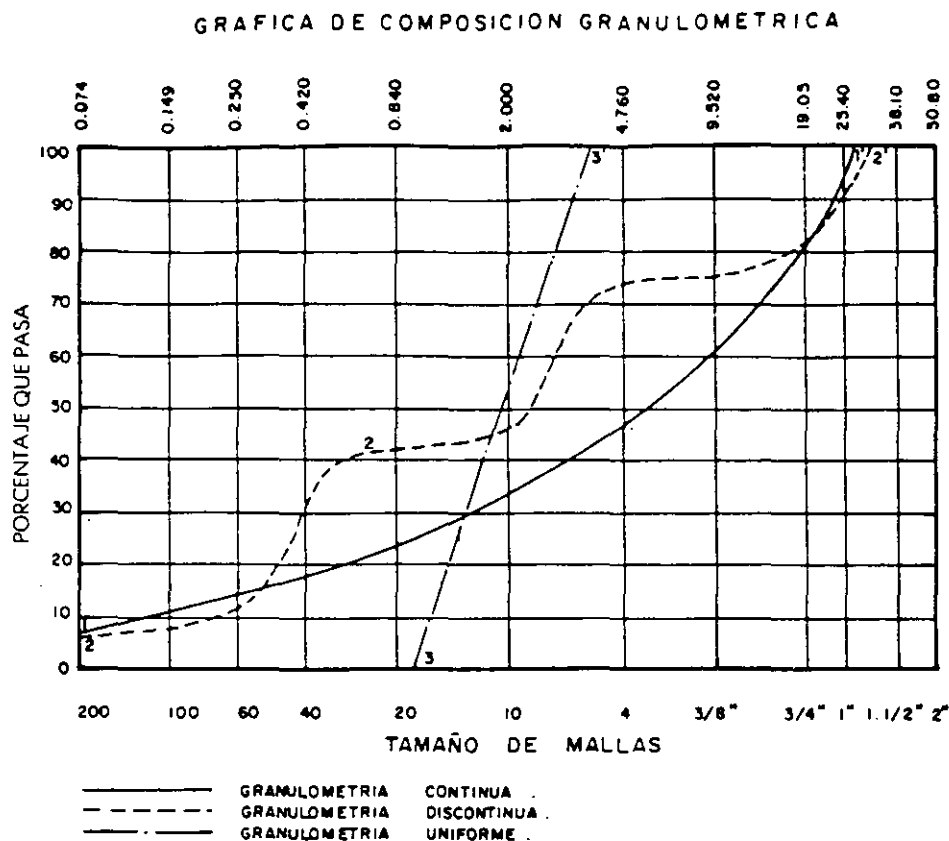


Fig. 5-7 Curvas granulométricas: 1-1' continua; 2-2' discontinua y 3-3' uniforme.

pasa esta malla y más tarde se tamiza esta porción de material entre las mallas 4 a la 200.

Generalmente el resultado de esta prueba se presenta en una gráfica como se muestra en la (Fig. 5-7); cuando la curva no tiene cambios bruscos de pendiente, se dice que la granulometría es continua como la 1-1; cuando sí se tienen cambios bruscos, se dice que la granulometría es discontinua como la 2-2, en cuyo caso hay escasez de partículas de los tamaños en donde la pendiente de la curva es menor; cuando la curva granulométrica se localiza dentro de un tramo estrecho de tamaños, como la 3-3, se dice que se tiene un material de granulometría uniforme; en ciertas ocasiones, se requieren granulometrías continuas, en otras se requieren granulometrías uniformes; se han hecho estudios en los que se ha llegado a la conclusión que el uso de granulometrías discontinuas en gravas y arenas para concretos, conducen a una reducción en el consumo de cemento; por otro lado, las especificaciones respecto a esta característica de los materiales son más o menos rígidas, de acuerdo a la capa que se trate de construir.

### Plasticidad

La plasticidad de un material se puede definir como la facilidad que presenta a remodelarse sin cambio de volu-

men y teniendo un mínimo de resistencia al corte. Por tanto, en la plasticidad de un material pueden intervenir sus características de humedad, peso volumétrico, sensibilidad de sus partículas, principalmente las finas, con respecto al agua y al porcentaje de éstas dentro del total.

Para conocer la sensibilidad de los finos a cambiar sus características de consistencia en presencia del agua, se realizan pruebas de plasticidad, entre las que se encuentran los límites de Atterberg y la de contracción lineal; estas pruebas se realizan sobre la porción de los materiales que pasan la malla Núm. 40.

### Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg corresponden a la humedad, o sea, al porcentaje de agua con respecto al peso de los sólidos, en que los finos de los materiales pasan de una consistencia a otra; así, el límite líquido ( $L_l$ ) es la humedad correspondiente al límite entre el estado semilíquido y el plástico, en esta condición el material tiene una resistencia mínima al esfuerzo cortante de 25 g por  $cm^2$ .

El límite plástico ( $L_p$ ) es la humedad correspondiente al límite entre el estado plástico y el semisólido; a la diferencia entre el límite líquido y plástico se le denomina índice plástico ( $I_p$ ). Hay otros límites como el límite de



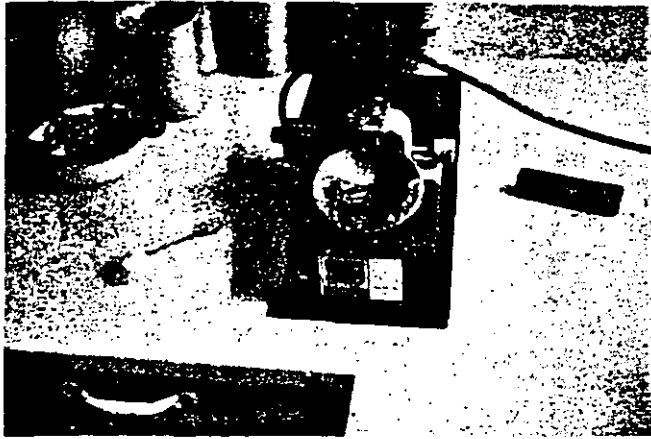


Fig. 5-8 Material dentro de la copa de Casagrande, en el límite líquido. Se observan diferentes herramientas para realizar la prueba: copa mecánica, ranurador, cápsula de batido, espátula y vasos de aluminio.

contracción o el equivalente de humedad de campo, que son menos utilizados.

Para situar el material en el límite líquido, se utiliza la copa de Casagrande en la cual, la porción del material que pasa malla Núm. 40 con ese contenido de humedad debe cerrar íntimamente, a lo largo de 1 cm, una abertura realizada con una pequeña herramienta especial denominada ranurador, al proporcionar 25 golpes sobre la base del aparato (Fig. 5-8).

Para que el material llegue al límite plástico, se elaboran rollitos de material, inicialmente en el límite líquido, que se rolan por medio de un vidrio pequeño, levantado 3 mm por medio de alambre, sobre otro vidrio base de mayores dimensiones (Fig. 5-9); se dice que el material está en el límite plástico cuando los rollitos empiezan a agrietarse. Este punto queda a juicio del laboratorista, por lo cual tiene una amplia variabilidad que influye en la obtención del índice plástico.

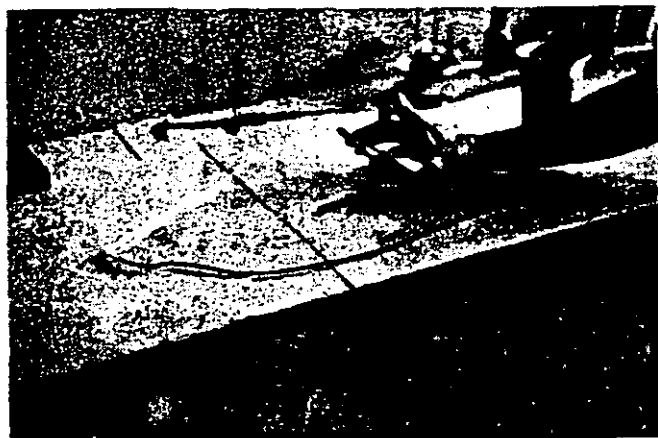


Fig. 5-9 Realización de la prueba de límite plástico.

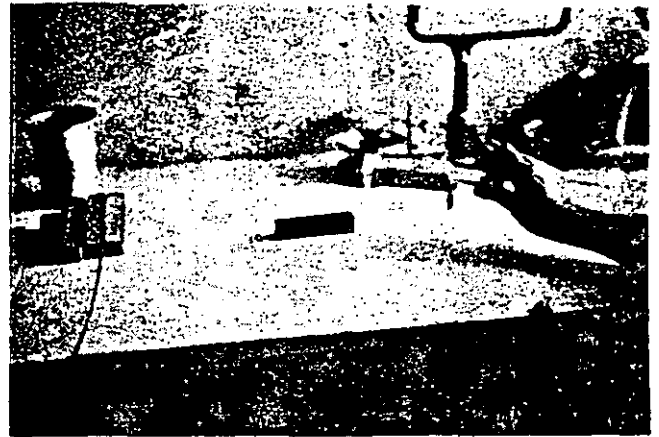


Fig. 5-10 Prueba de contracción lineal: se muestra la medición de la barra seca, el molde de lámina y la prueba realizada a otros materiales.

### Prueba de contracción lineal

La prueba de contracción lineal, es también una medida de la plasticidad de la porción de los materiales que pasa la malla 40. En este caso, no se obtiene una humedad sino una relación de longitudes. El material con humedad correspondiente al límite líquido, se coloca en un molde de dimensiones de  $2 \times 2 \times 10$  cm (Fig. 5-10) y se introduce en un horno hasta peso constante periodo durante el cual sufre una disminución de longitud, de acuerdo a sus características (Fig. 5-11). El porcentaje de acortamiento sufrido con respecto a la longitud inicial, es la contracción lineal que se calcula de la siguiente manera:

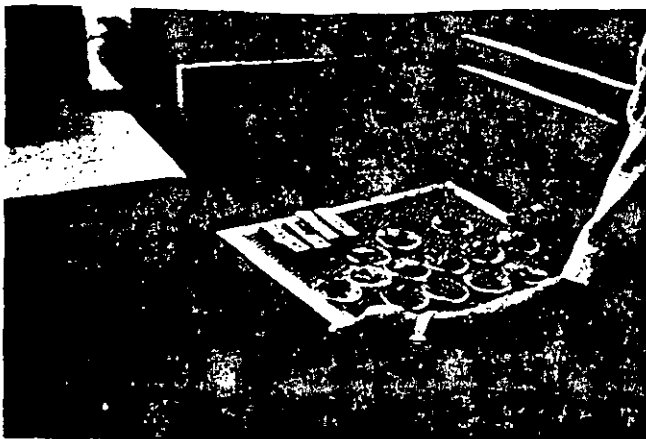
$$\% \text{ Contracción lineal} = \frac{\text{Long. inicial} - \text{Long. final}}{\text{Longitud inicial}} \cdot 100$$

Esta prueba tiene ventajas, si se compara con los límites de Atterberg como son:

- Se necesita un solo parámetro.
- La variabilidad es menor que la del límite plástico y, por tanto, que la del índice plástico.
- Constituye una medida más exacta de la plasticidad y puede pensarse que es un vernier para los límites de consistencia.

Al utilizarse la contracción lineal en materiales de buena calidad, se pueden rechazar o aceptar con mayor precisión.

Se ha encontrado una correlación del índice plástico y la contracción lineal en la cual, aquella es el doble al triple que ésta; dicha ambigüedad hace que al utilizar sólo los límites de Atterberg en materiales de baja plasticidad



**Fig. 5-11** Para calcular los diferentes límites de consistencia y la contracción, es necesario tener los datos del material seco, por lo que se coloca en un horno a 100 °C durante un tiempo que varía de 18 a 24 h.

dad, se pueden aceptar materiales de mala calidad o rechazar los utilizables.

### Resistencia y expansión

Para medir los parámetros de resistencia y expansión, se pueden utilizar diferentes pruebas como las triaxiales y las realizadas en consolidómetros; sin embargo, una prueba muy usada para estos fines es la prueba de Porter del Estado de California de EUA, elaborada en 1925. Esta prueba es conocida como de Porter estándar, para diferenciarla de otras pruebas que se han derivado de ella y se denominan como Porter modificadas. Con la prueba de Porter estándar se obtienen cuatro parámetros o características de los materiales que son: peso volumétrico seco máximo (PVSM), humedad óptima ( $W_o$ ), expansión (E) y valor relativo de soporte (VRS). Es conveniente que al manejar estos datos se aclare que precisamente se obtuvieron de la prueba Porter estándar.

### Prueba de Porter estándar

#### Peso volumétrico seco máximo y humedad óptima

Para realizar esta prueba, en un molde metálico de 15 cm de diámetro se colocan 4 kg de material húmedo y se les da una presión estática (o sea, con una placa que cubre toda la sección del molde) de 140.6 kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 5-12); si al terminar de dar la presión la base metálica se humedece ligeramente, se dice que el peso volumétrico seco obtenido es el máximo (PVSM), y la humedad correspondiente es la óptima ( $W_o$ ) de esta prueba; para su cálculo se hacen las mediciones necesarias. Si no se humedece la base, se repetirá la prueba con mayor humedad; pero si la ex-



**Fig. 5-12** Colocación de la placa de carga para realizar la prueba Porter estándar. Se dice que es compactación estática porque la placa cubre toda la superficie libre del espécimen.

pulsión es grande, la cantidad de agua que se use será menor.

### Expansión

El espécimen, en la condición de PVSM y  $W_o$  confinado en el molde, se introduce en un tanque de saturación (Fig. 5-13) y se le coloca un extensómetro en el que se hace una lectura inicial ( $L_i$ ); por efecto del agua, mientras más plástico es el material, éste aumenta de volumen, es decir, se expande; se conserva así hasta que la expansión sea imperceptible, con un mínimo de 72 h. Cuando las lecturas del extensómetro de un día para otro sean casi



**Fig. 5-13** Especímenes saturándose en agua, durante la prueba Porter estándar.

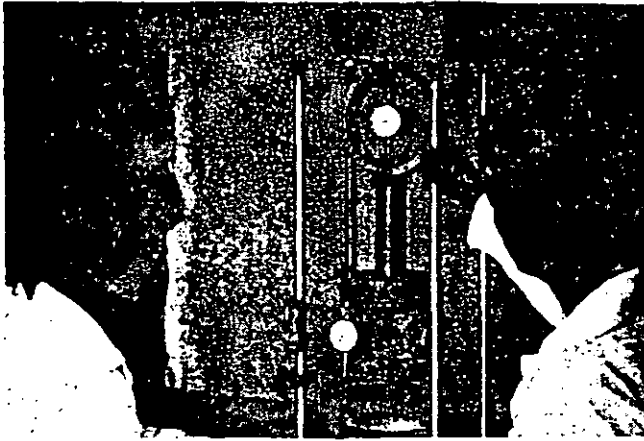


Fig. 5-14 Penetración del espécimen saturado para conocer el valor relativo de soporte.

iguales, se hace en él la lectura final ( $L_f$ ), y se calcula el porcentaje de expansión de la siguiente manera.

$$\% \text{ Expansión (E)} = \frac{L_i - L_f}{\text{Espesor del espécimen sin saturar}} \cdot 100$$

**Valor relativo de soporte**

Se saca el espécimen del tanque de saturación y se procede a realizar la prueba de valor relativo de soporte. El valor relativo de soporte (VRS) se define como la relación de las resistencias en porcentaje, del material en estudio y de un material estándar, a ser penetrados por un cilindro metálico de 19.35 cm<sup>2</sup> de sección. Este término es el correspondiente al California Bearing Ratio (CBR) de la prueba Porter del Estado de California, EUA. El material estándar es una caliza triturada, para la cual ya se tienen las resistencias constantes para cualquier penetración de las que se indican más adelante.

Para obtener este valor, se coloca el espécimen en una prensa (Fig. 5-14), haciendo lecturas de las cargas en kg, correspondientes a las penetraciones de: 1.27, 2.54, 3.81, 5.08, 7.62, 10.16 y 12.70 mm. Con estos datos se dibuja una gráfica, en la que en las abscisas se coloca la penetración y en las ordenadas las cargas correspondientes (Fig. 5-15); si la curva no tiene cambios bruscos, el valor relativo de soporte se calcula con la carga (A) correspondiente a la penetración de 2.54 mm o sea:

$$VRS = \frac{A}{1360} \cdot 100$$

1360 es la resistencia en kilogramos correspondiente al material estándar, a la misma penetración de 2.54 mm.

En ocasiones, por errores al realizar la prueba se obtienen curvas que no son continuas, en cuyo caso se deben realizar algunas correcciones; cuando la curva es del tipo

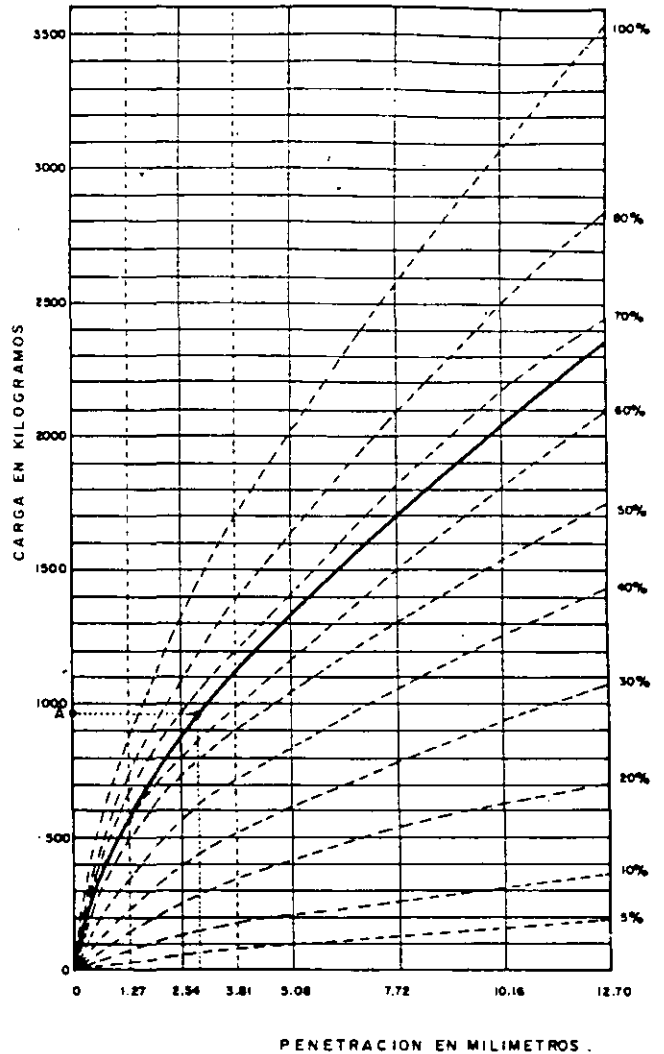


Fig. 5-15 Gráfica penetración-carga sin cambios bruscos

que se muestra en la Fig. 5-16, se hace una corrección pasando una tangente por la zona de cambio de curvatura, colocando el nuevo origen en donde esta línea corte a las abscisas; se encuentra la nueva posición de la penetración de 2.54 mm y la carga correspondiente (A') que se usa para el cálculo del VRS, así:

$$VRS_2 = \frac{A'}{1360} \cdot 100$$

A menudo, con materiales granulares redondeados, se obtienen curvas como la que se muestra en la Fig. 5-17, en este caso, si el VRS se calcula en forma directa con el valor de 2.54 mm, se corre el riesgo de obtener una resistencia mayor a la que presentará el material en la realidad. Para evitar lo anterior, se puede encontrar el VRS

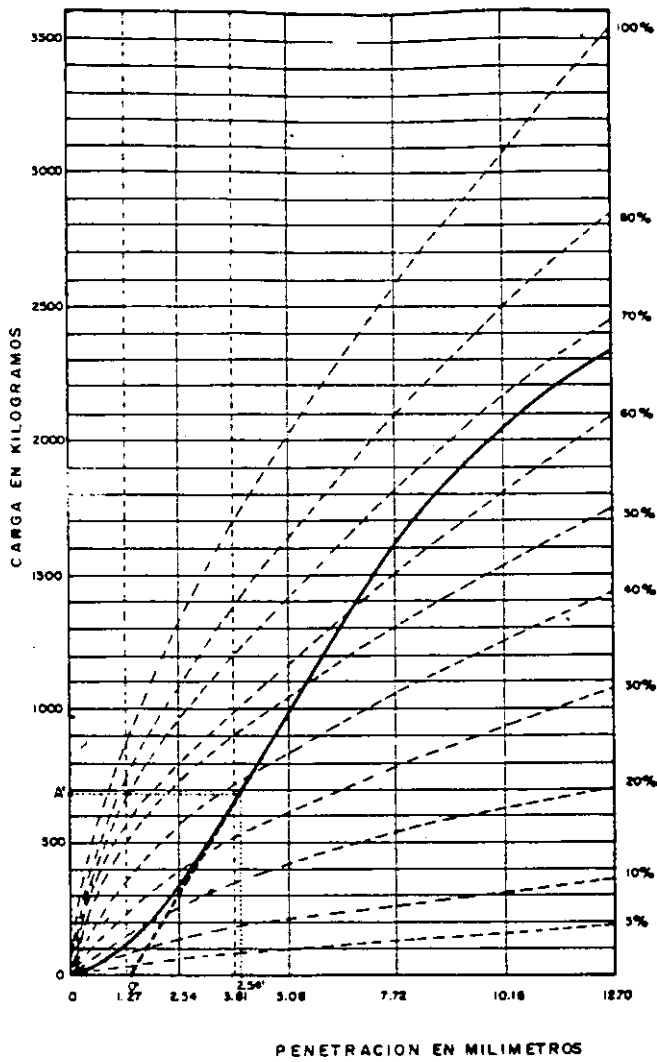


Fig. 5-16 Gráfica penetración-carga que requiere la corrección que se muestra para el cálculo de VRS debido a un error al inicio de la prueba.

corregido, calculando los correspondientes a cada penetración y luego obtener el promedio así:

$$VRS_3 = \frac{VRS_{1.27} + VRS_{2.54} + VRS_{3.81} + \dots + VRS_{12.7}}{7}$$

Otra manera de obtener el VRS en este caso, es por medio de un procedimiento gráfico (Fig. 5-17) en donde se traza una línea, como la discontinua, de tal forma que el área 1 sea aproximadamente al área 2 y con la carga  $A''$ , correspondiente a la línea punteada se obtiene el VRS así:

$$VRS_3 = \frac{A''}{1360} 100$$

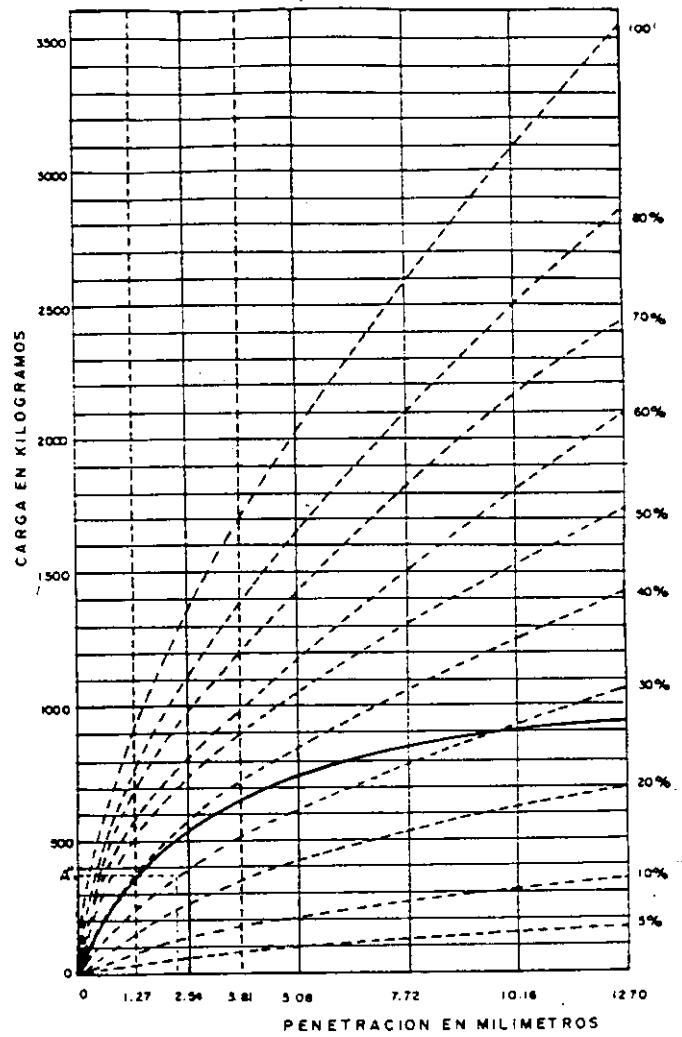


Fig. 5-17 Gráfica penetración-carga que se obtiene de materiales con superficies lisas como los de playones de arroyo y ríos. La corrección para el cálculo de VRS puede hacerse en forma analítica o gráfica.

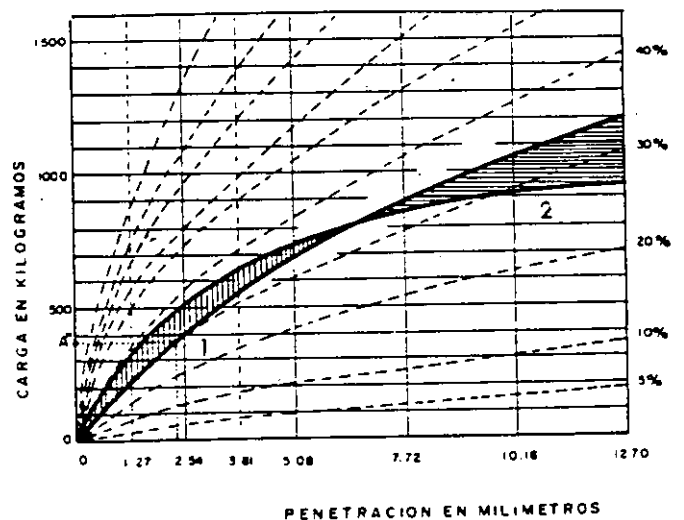


Fig. 5-18—Corrección gráfica a la curva penetración-carga de materiales que fallan al ser penetrados y presentan una curva discontinua.

## Prueba de valor cementante

Es muy común en el país, que las carpetas asfálticas que se colocan en caminos rurales y en las ciudades tengan espesores menores a 10 cm (muy a menudo este espesor puede ser tan delgado como 2 o 3 cm, en carpetas de un riego), que no es suficiente para dar un confinamiento adecuado a materiales inertes de base y sub-base, para que puedan resistir sin deformaciones los esfuerzos, principalmente los tangenciales, producidos por el tránsito. Por tanto, es necesario que estos materiales tengan un cierto aglutinamiento, y así puedan proporcionar una sustentación adecuada a estas carpetas delgadas. Cuando el tránsito es mayor a 3000 vehículos diarios, o que la superficie de rodamiento sea un concreto asfáltico, se deberá rigidizar la base por medio de cal o cemento Portland. Cuando el tránsito es menor a 3000 vehículos diarios y la carpeta se construye con rebajados asfálticos o emulsión, este aglutinamiento puede producirse incorporando al material inerte algún otro material natural de baja plasticidad, como pueden ser limos, materiales calichosos, silíceos o arenas arcillosas cuyos límites plásticos sean menores del 18%, o sea, contracciones lineales menores a 6.5%, en cantidades tales que a la vez que se tenga suficiente aglutinamiento, también cumplan con los requisitos de resistencia y plasticidad, para materiales de base o sub-base.

Para conocer si un material tiene suficiente aglutinamiento, se realiza la prueba de valor cementante que se ejecuta con la porción de material que pasa la malla Núm. 4, de la siguiente manera:

En un molde cúbico de lámina de 7.5 cm de lado, se colocan tres capas de material con tal cantidad de agua, que al apretarse una porción cerrando el puño de la mano, ésta se humedezca ligeramente. A cada capa, por medio de una placa con un vástago, se le dan 15 golpes con una varilla de 900 g, desde una altura de 50 cm, por medio de una gúfa (Fig. 5-19); los especímenes con todo y



Fig. 5-19 Compactación del espécimen para la prueba de valor cementante.



Fig. 5-20 Ruptura a la compresión sin confinar, de un espécimen de valor cementante.

molde se introducen en un horno, en donde se secan hasta peso constante; se sacan del horno y cuando adquieren la temperatura ambiente, se descimbran y se llevan a la ruptura por medio de compresión sin confinar (Fig. 5-20).

El valor cementante se calcula dividiendo la carga de ruptura entre el área, y se reporta la resistencia promedio en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , cuando menos de 3 especímenes.

## Pruebas de adherencia de materiales pétreos con el asfalto

Los materiales que van a estar en contacto con asfalto como son los que se utilizan en carpetas asfálticas, bases negras o bases naturales, deben tener buena adherencia con el asfalto.

Esta característica se ve muy afectada, en forma negativa, cuando se tiene agua, de tal manera que aquellos materiales que son afines al agua (hidrófilos), en general tienen mala adherencia con el asfalto; es por ello que las pruebas que se realizan con este fin, se hacen en presencia de ese elemento y las más usuales en el país son:

- Prueba de desprendimiento por fricción.
- Prueba de pérdida de estabilidad por inmersión en agua.
- Prueba inglesa.

## Prueba de desprendimiento por fricción

En la prueba de desprendimiento por fricción se colocan 50 g de mezcla asfáltica en un frasco y se deja reposando por 24 h, al término de las cuales se sujeta a 3 periodos de agitado de 5 min cada uno, al finalizar el agitado se saca la mezcla del frasco y se observa el porcentaje de desprendimiento de asfalto que sufrió el material pétreo. El agi-

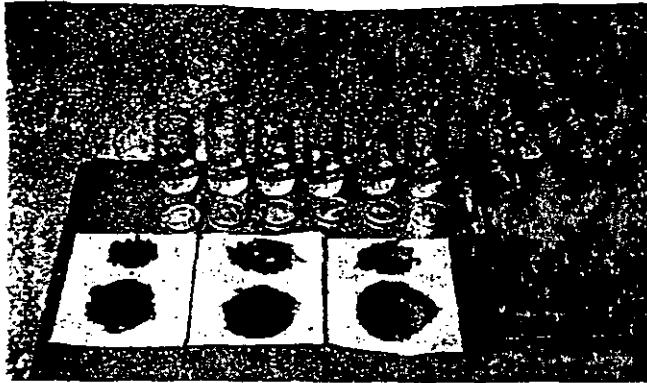


Fig. 5-21 Prueba de desprendimiento por fricción para conocer la clase de adherencia que tiene el asfalto con el material pétreo.

tado puede ser manual o mecánico (Fig. 5-21); en el primer caso el tiempo total es de 15 min, en el segundo caso es de tres horas (3 periodos de una hora). Si el porcentaje de desprendimiento es de 25% o menos, se considera que el material tiene adherencia aceptable.

#### Prueba de pérdida de estabilidad por inmersión en agua

Para realizar la prueba de pérdida de estabilidad por inmersión en agua, se coloca una porción de mezcla asfáltica en un molde metálico de 10 cm de diámetro y se le da una compactación de tipo estático bajo una presión de 40 kg/cm<sup>2</sup>; se elabora con la misma mezcla asfáltica otro espécimen de la manera ya anotada; la altura de los especímenes será de 12 cm ± 0.5 cm. Uno de los especímenes se deja reposando en la mesa de laboratorio y el otro se sumerge en agua por tres días, al cabo de ese tiempo, ambos se llevan a la ruptura por medio de compresión sin confinar; la pérdida de estabilidad se calcula de la siguiente forma:

$$P_e = \frac{R_u - R_{sat}}{R_u} 100$$

En donde:

- $P_e$  = pérdida de estabilidad por inmersión en agua en porcentaje
- $R_u$  = resistencia del espécimen sin saturar en kg/cm<sup>2</sup>
- $R_{sat}$  = resistencia del espécimen saturado en Kg/cm<sup>2</sup>

Se considera que un material tiene adherencia aceptable si el valor calculado es menor a 25%.

#### Prueba inglesa

Para realizar esta prueba se esparce en el fondo de una charola producto asfáltico, de tal manera que se tenga una película de 1.5 mm, la cual se cubre con un tirante de agua de 2.5 cm a la temperatura de aplicación del asfáltico, y la charola se coloca sobre un recipiente mayor que contenga agua a la misma temperatura. Se toman 6 partículas de material con dimensiones entre ½ plg y ¾ plg, se sumergen en la charola y se mantienen presionadas en el asfalto durante 10 min al cabo de los cuales se sacan y se observa en cada una de ellas el porcentaje de cubrimiento que tienen; se reporta el promedio de cubrimiento de las 6 partículas, si este valor es mayor al 90%, se dice que la adherencia es aceptable.

En caso de que por el resultado de las pruebas se considere que el material pétreo no tiene buena adherencia, se puede hacer uso de aditivos, escogiendo el de mayor efectividad y menor costo repitiendo las pruebas. De estos aditivos existe una gran variedad, pudiéndose decir que en la actualidad es muy difícil desechar algún material por mala adherencia.

#### Dureza

Para conocer la dureza de los materiales pétreos y suelo que se utilizan en la construcción de las vías terrestres, se pueden utilizar diferentes pruebas como son: de desgaste por medio de máquina de "Los Angeles" o de la "Deval" o la de durabilidad; también se pueden utilizar las pruebas de intemperismo acelerado, de densidad y de formas de partícula.

#### Desgaste

Las pruebas de desgaste consisten en colocar al material con una granulometría determinada, dentro de un cilindro de acero hueco (Fig. 5-22) junto con bolas de ace-



Fig. 5-22 Cilindro metálico para realizar la prueba de desgaste de "Los Angeles".



Fig. 5-23 Partículas de forma: (a) cúbica, (b) en forma de laja y (c) en forma de aguja (ascicular).

ro. Se hace girar el cilindro un determinado número de veces y al final se ve la cantidad de partículas finas que se produjeron, con lo cual se puede calcular el porcentaje de desgaste. Cuando los materiales son de poca densidad (pómez, tezontle, jal) esta prueba no es muy indicativa, pues la acción de las bolas de acero no es la misma que con materiales densos, en este caso se podría realizar una prueba del tipo de la durabilidad, pero con mayor rigidez, pues ésta, es más bien del tipo de agitado.

### Forma de la partícula

Las pruebas de la forma de la partícula se llevan a cabo a fin de conocer el porcentaje de partículas en forma de aguja (asciculares), o de laja que se tienen en el material (Fig. 5-23), pues éstas al recibir las cargas tienden a romperse con facilidad y hacen que los materiales tengan menos resistencia.

### Densidad

Es muy importante hacer notar que los materiales que tienen densidades menores a 1.8 (P. V. suelto menor de  $1500 \text{ kg/m}^3$ ) en general presentan problemas al ser usados en alguna capa de la sección transversal de las vías terrestres, pues son deleznales, de baja resistencia y presentan rebote, lo cual se traduce en deformaciones o agrietamientos de la superficie de rodamiento, no siempre fáciles de corregir.

En seguida, se hará una descripción rápida de las pruebas que se llevan a cabo en los materiales asfálticos.

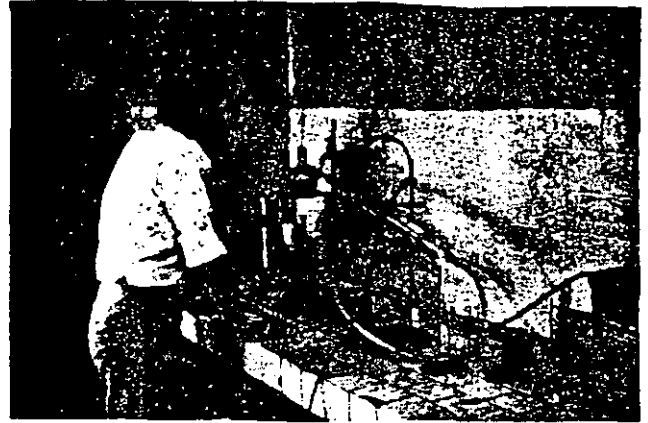


Fig. 5-24 Prueba de destilación para rebajados asfálticos.

## PRUEBAS DE CLASIFICACION PARA PRODUCTOS ASFALTICOS

### Prueba de destilación

Para esta prueba, que se realiza en asfaltos rebajados y emulsiones, se coloca el material en un recipiente que se conecta a un refrigerante. El recipiente con el producto asfáltico se calienta, empezando a evaporarse los productos más volátiles, los cuales al pasar por el refrigerante se condensan y se reciben en una probeta, en el extremo de aquél (Fig. 5-24). En la parte superior del recipiente se coloca un termómetro en el que se ve la temperatura a la cual cae la primera gota en la probeta, y posteriormente los volúmenes obtenidos a diferentes temperaturas marcadas en los procedimientos de prueba; con este último dato y la temperatura de la primera gota, se puede conocer el tipo de rebajado de que se trate, para el caso de emulsiones, el procedimiento es semejante, sólo que en este caso el elemento que se evapora es el agua. Al terminarse la prueba, antes que se eche el residuo que quedó en el recipiente, se vacía en una cápsula de aluminio, ya que se utilizará en la prueba de penetración.

### Penetración

La prueba de penetración se realiza en cementos asfálticos y en los residuos de la destilación de rebajados y emulsiones asfálticas. Esta prueba se realiza por medio del penetrómetro (Fig. 5-25) que consta de un vástago lastrado que pasa 200 g y en el extremo inferior tiene una aguja. El material asfáltico contenido en una cápsula a temperatura de  $25^\circ \text{C}$  se pone en contacto con la aguja, se deja al vástago libre durante 5 s, al cabo de los cuales se ven en la cápsula los décimos de milímetro que penetró la aguja, los cuales indican los grados de penetración.



Fig. 5-25 Prueba de penetración para cemento asfáltico y para el residuo de la destilación de rebajados y emulsiones.

### Prueba de viscosidad

Con la prueba de viscosidad, se trata de conocer la dificultad de un producto asfáltico, a pasar por un orificio de características especificadas.

Para realizar esta prueba se hace uso del aparato llamado viscosímetro, con el cual se ve el tiempo que tarda el producto asfáltico en llenar un matraz aforado de 60 cm<sup>3</sup>, después de pasar a la temperatura de prueba por el orificio "Furol" (Fig. 5-26). Este tiempo en segundos se denomina grados de viscosidad y la prueba se realiza a emulsiones, rebajados y cementados asfálticos.

### Punto de encendido

Esta prueba se efectúa a cementos y rebajados asfálticos; es muy importante, pues a partir del resultado se puede

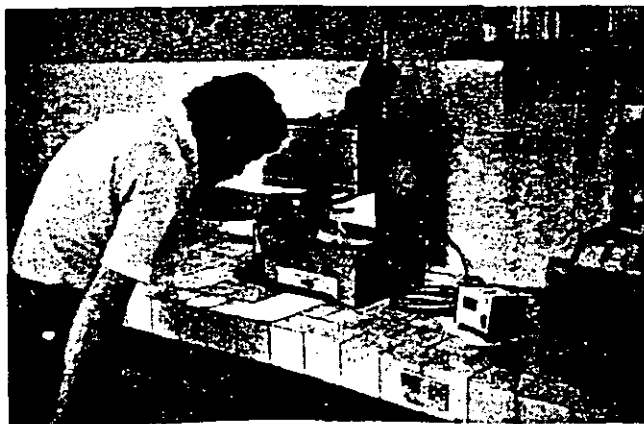


Fig. 5-26 Prueba de viscosidad.

deducir el tipo de solventes que contiene el producto en estudio. Se pueden utilizar para esta prueba, según el tipo productos asfálticos, la copa Tag o la copa Cleveland y se calienta en ellas el producto hasta que se inflama al pasarles por la superficie descubierta un pequeño mechero encendido. Se reportan la temperatura de la primera flama y la de inflamación.

### Prueba de asentamiento

Para esta prueba se colocan 500 g de emulsión en una probeta que se tapaná herméticamente y se dejan reposar por 5 días, al final de los cuales se extraen con cuidado con una pipeta los 50 g de la parte superior y por evaporación se calcula el porcentaje de cemento asfáltico; en seguida se extraen y se desechan los 400 g que siguen y, por último, se obtiene también por evaporación el contenido de cemento asfáltico de los últimos 50 g; el asentamiento en 5 días es la diferencia de los contenidos de asfalto que se obtuvieron de la parte inferior y la superior. Con esta prueba y otras como la de demulsibilidad y la de miscibilidad se puede conocer si las emulsiones son suficientemente estables.

### Prueba de miscibilidad con cemento Portland

Se agregan 100 g de emulsión asfáltica a temperatura de 25 °C a 50 g de cemento Portland a la misma temperatura y se mezclan con una varilla durante un minuto para tener una mezcla uniforme, agregando en seguida 150 g de agua destilada, se continúa mezclando durante 3 min; en seguida se enjuaga la mezcla con agua limpia. El porcentaje de asfalto agrumado con respecto al peso inicial de la emulsión es el resultado de esta prueba.

### Prueba de demulsibilidad

En esta prueba se obtiene el porcentaje de asfalto agrumado al utilizar cloruro de calcio, dos centésimos normal como agulante.

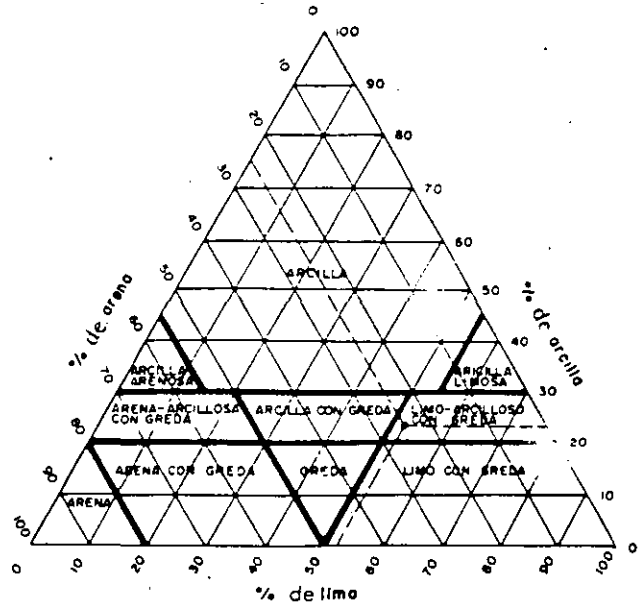
### Pruebas de acidez y carga de la partícula

Con estas pruebas, se decide si las emulsiones son aneónicas o cateónicas. La primera de estas pruebas se efectúa utilizando papel tornasol y la segunda haciendo pasar una corriente eléctrica por la emulsión por medio de un potenciómetro.



## SISTEMAS DE CLASIFICACION

Como se dijo con anterioridad, las pruebas de clasificación sirven para conocer las características de los materiales y poder decidir el uso que se les puede dar; para realizar lo anterior, se han elaborado los sistemas de clasificación de materiales, que en forma fácil y ordenada nos permiten tener un conocimiento mejor de los materiales al combinar sus diferentes características: hay sistemas de clasificación que se basan en una sola prueba, otros que lo hacen con dos y otros más que toman en cuenta varias características de los materiales; en ocasiones, una característica de los materiales está influida por otras; así, el valor relativo de soporte, que es una prueba de resistencia, está influida por la granulometría, la plasticidad y la humedad de los materiales.



### Clasificación basada en la granulometría

Tomando en cuenta la granulometría, los materiales que se utilizan en la construcción de caminos, se dividen de acuerdo a la siguiente tabla.

	Grandes	Mayores a 75 cm
Fragmentos de Roca	Medianos	Entre 25 y 75 cm
	Chicos	Entre 7.5 y 5 cm
	Gravas	7.5 cm (3 plg) a 4.76 mm (Núm. 14)
Suelos Arenas		4.76 mm (# 4) a 0.074 mm (Núm. 200)
Finos		Pasan de 0.074 mm (Núm. 200)

De acuerdo a la cantidad de grava, arena y finos que contenga el suelo, se pueden tener denominaciones mixtas como, grava-arenosa arcillosa o arcilla-grava-arenosa; aunque se hace la aclaración que los materiales finos, aquellos que pasan la malla 200, no necesariamente son de tipo arcilloso, sino que pueden también ser limos. Para conocer la denominación mixta se hace uso de un monograma triangular como el que se muestra en la (Fig. 5-27). En los lados del triángulo se coloca el porcentaje de grava, arena o finos que componen el material, llevando de cada uno de estos puntos una línea paralela a la del siguiente lado del triángulo en sentido de las manecillas del reloj; de acuerdo a la zona en que quede el punto donde se juntan las tres líneas, será el nombre que lleve la combinación de tamaños.

Fig. 5-27 Sistema de clasificación de mezclas de arenas y finos (limos y arcillas).

### Clasificación basada en el VRS de la Porter estándar

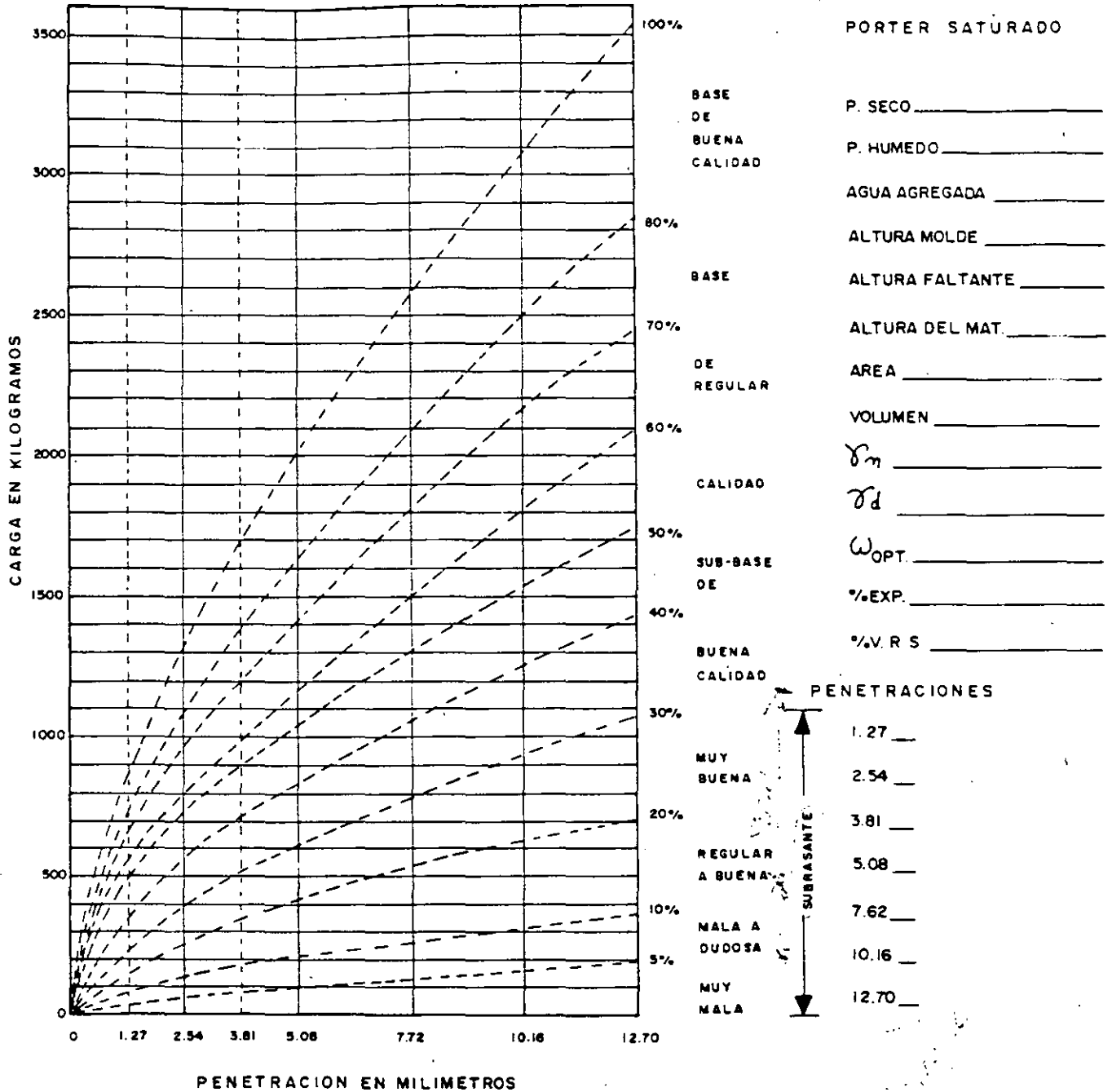
Otra clasificación que toma sólo una característica, es la que divide los materiales de acuerdo al valor relativo de soporte, por medio de la prueba de Porter estándar, de acuerdo a la cual (Fig. 5-28) los materiales que tengan entre 0 y 10% son terracerías de mala calidad, de 10 a 20% son capas subrasantes regulares, de 20 a 50% corresponden a materiales de capa subrasante de buena calidad, con más de 50% pueden utilizarse como subbase y con más de 80% se consideran materiales de base.

### Carta de plasticidad de Casagrande

Casagrande, tomando en cuenta las características plásticas de los materiales finos, los clasifica haciendo uso de un plano coordenado, en el que en las abscisas se marca el límite líquido y en las ordenadas el índice plástico. Se tiene en el plano la línea A cuya fórmula es:  $I_p = 0.73 (L_L - 20)$ ; se tiene también una línea vertical de fórmula  $L_L = 50$  (Fig. 5-29).

Los materiales cuyas coordenadas de  $L_L$  e  $I_p$  quedan debajo de la línea A se denominan limos; si quedan arriba de ella son arcillas.

Los materiales cuyo límite sea menor a 50 son de baja plasticidad y los que quedan hacia la derecha son de alta plasticidad. Los materiales con  $L_L$  mayor a 100 se consideran de tipo orgánico.



MOLDE NUM.

EXTENSION NUM.

LECTURA I =

LECTURA F =

Fig. 5-28 Clasificación de suelos de acuerdo al VRS obtenido por medio de la prueba Porter estándar.

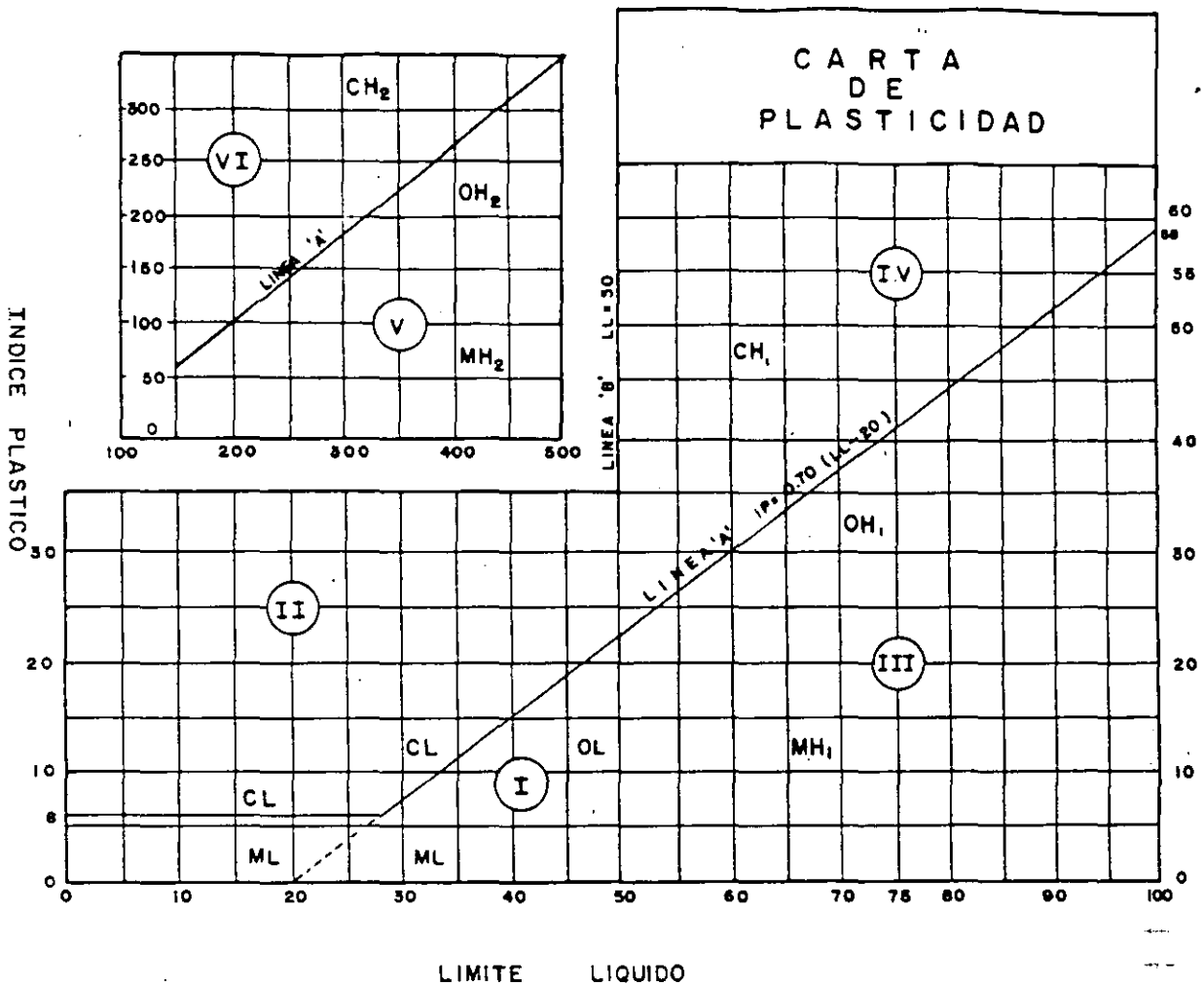


Fig. 5-29 Clasificación de acuerdo con la carta de plasticidad de Casagrande.

### Sistema unificado de clasificación de suelos

El sistema unificado de clasificación divide a los materiales de acuerdo a su granulometría y plasticidad, haciendo una combinación de los sistemas correspondientes ya estudiados. Este sistema de clasificación se muestra en la (Fig. 5-30), es muy útil para saber el uso que se puede dar a los materiales en las terracerías de una vía terrestre; incluso, como complemento de esta clasificación se dan los posibles tratamientos y forma de controlarlos (Fig. 5-31).

### Normas de pavimentos como sistemas de clasificación

Para decidir si un material se puede o no utilizar en alguna capa de pavimento, es necesario conocer varias de sus características como: granulometría, valor cementante, contracción lineal, valor relativo de soporte, obteniendo la prueba de Porter estándar; y se comparan con los re-

quisitos de las especificaciones, en caso de cumplir con ellas, se pueden utilizar en capas de: subbase, base o carpeta, así, las normas de materiales para pavimento se convierten en un sistema de clasificación; las especificaciones se presentan en los capítulos correspondientes a estas capas.

### PRUEBAS DE CONTROL

Las pruebas de control como ya se indicó, son las que permiten verificar la calidad de las obras y de esta manera, las que se utilizan para clasificación también se usan para el control; es decir, en base a las pruebas de clasificación se realizan los proyectos y se formulan los procedimientos de construcción y para asegurar que se cumple con las condiciones marcadas, se vuelven a utilizar las mismas pruebas; sin embargo, se tienen pruebas específicas de control que son las que se utilizan para conocer el grado de compactación que se alcance en las diferentes capas de estructura de una obra vial; para ello se debe conocer el

T-ipo	Subtipos	Identificación	Símbolo de grupo	
FRAGMENTOS DE R O C A	Grandes Mayores de 75 cm y menores de 2 m	Fragmentos grandes, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo Fragmentos grandes mezclados con fragmentos medianos, predominando los grandes, con menos del 10% de fragmentos chicos o de suelo Fragmentos grandes mezclados con fragmentos chicos, predominando los grandes, con menos del 10% de fragmentos medianos o de suelo Fragmentos grandes mezclados con fragmentos medianos y chicos, predominando los grandes sobre los medianos y estos sobre los chicos, con menos del 10% de suelo Fragmentos grandes mezclados con fragmentos chicos y medianos, predominando los grandes sobre los chicos y estos sobre los medianos, con menos del 10% de suelo	FG Fgm Fgc fgma Fgfm	1. Cuando los fragmentos de roca contengan más del 10% de suelo el material se clasifica con símbolo doble, utilizando los símbolos del suelo correspondiente y los del fragmento respectivo. Si el volumen de suelo es mayor del 30% el símbolo de este se pondrá al del fragmento; si el volumen del suelo está comprendido entre 10 y 30% su símbolo se colocará en seguida del símbolo de los fragmentos de roca.
	Medianas Mayores de 20 cm y menores de 75 cm	Fragmentos medianos, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo Fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos, predominando los medianos sobre los chicos, con menos del 10% de fragmentos o de suelo Fragmentos medianos mezclados con fragmentos grandes, predominando los medianos sobre los grandes, con menos del 10% de fragmentos chicos o de suelo Fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos y grandes, predominando los medianos sobre los chicos y estos sobre los grandes, con menos del 10% de suelo Fragmentos medianos mezclados con fragmentos grandes y chicos, predominando los medianos sobre los grandes y estos sobre los chicos, con menos del 10% de suelo	Fm Fmg Fmgc Fmgf	Ejemplo 1: Un material contiene: 60% de GC 20% de Fg 15% de Fm 5% de Fc Su símbolo sería: Fmg-GC Ejemplo 2: Un suelo contiene: 40% de Fm 30% de SM 20% de Fe 10% de Fg Su símbolo sería: Fmg-GM
	Chicas Mayores de 7.6 cm (3 pulg) y menores de 20 cm	Fragmentos chicos, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo Fragmentos chicos mezclados con fragmentos medianos, predominando los chicos, con menos del 10% de fragmentos grandes o de suelo Fragmentos chicos mezclados con fragmentos grandes, predominando los chicos, con menos del 10% de fragmentos medianos o de suelo Fragmentos chicos mezclados con fragmentos medianos y grandes, predominando los chicos sobre los medianos y estos sobre los grandes, con menos del 10% de suelo Fragmentos chicos mezclados con fragmentos grandes y medianos, predominando los chicos sobre los grandes y estos sobre los medianos, con menos del 10% de suelo	Fc Fcm Fcg Fcmg Fcfm	Los símbolos de los suelos de diferentes fragmentos de roca que contienen un material, se hará en forma estimativa. 2. La clasificación de suelos que aparece en este cuadro corresponde, en general al Sistema Unificado (S.U.C.S.) y puede considerarse como la versión S.O.P. de dicho sistema. 3. Todos los tamaños de las mallas que aparecen en este cuadro son los de la U.S. Standard (apertura cuadrada).
S U E L O S	Partículas menores de 7.6 cm (3 pulg)	Gravas limpias Poca o nada de partículas finas	GW	4. Como los símbolos de los suelos proceden en general de nombres en el idioma inglés a continuación se dan las equivalencias de las letras que aparecen en los mismos: G - Grava S - Arena M - Arcilla C - Arcilla W - Bien graduada P - Mal graduada L - Baja compresibilidad H - Alta compresibilidad O - Suelo orgánico P - Turba
	Gravas con finas	Gravas limpias, mezclas de grava y arena, mal graduadas	GM	5. Tratándose de suelos con partículas gruesas, en que el % en peso que pasa a malla Num. 200 queda comprendido entre 5 y 12%, se tienen casos de frontera, que requieren el uso de símbolos dobles
	Gravas arcillosas apreciable de partículas finas	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcillas, mal graduadas	GC	Ejemplos: GW-GC corresponde a una mezcla de grava y arena bien graduada, con cementante arcilloso; GW-SM, corresponde a un material bien graduado con menos de 5% pasando la malla número 200 y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.
	Arenas limpias Poca o nada de partículas finas	Arenas bien graduadas, arenas con grava, poca o nada de fina, deben tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3. (Ver nota Num. 6.)	SW	6. Los coeficientes de Uniformidad (Cu) y de Curvatura (Cc), que se utilizan para juzgar la graduación de los suelos GW, GP, SW y SP, están dados por las siguientes expresiones: $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ ; $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}}$ , en que $D_{10}$ , $D_{30}$ y $D_{60}$ son los diámetros o aberturas de los mallas correspondientes al 10, 30 y 60% en peso, respectivamente, del material que pasa, según la curva granulométrica.
	Arenas con finas	Arenas mal graduadas, arenas con grava, poca o nada finas. No satisfacen los requisitos de graduación para SW.	SP	7. La clasificación de los suelos de partículas fino, se determina, principalmente, haciendo pruebas de límite de plasticidad a la fracción que pasa la malla número 40 para ubicarlos en la carta de plasticidad a que se refiere el inciso 90-02, 2, que aparece por separado.
	Arenas arcillosas apreciable de partículas finas	Arenas limpias, mezclas de arena y limo mal graduadas	SM	8. Si se ha observado que los suelos OL, OH <sub>1</sub> y OH <sub>2</sub> , caen dentro de las mismas zonas de la carta de plasticidad que los suelos ML, MH <sub>1</sub> y MH <sub>2</sub> , respectivamente. Sin embargo, casi siempre quedan más cerca de la línea "A" que estos últimos, en virtud de presentar mayores índices Plásticos.
	Arenas con finas	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcillas mal graduadas	SC	
	Limas inorgánicas y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limpias o arcillosas ligeramente plásticas. (Dentro de la zona I de la carta de plasticidad)	Limas inorgánicas de baja o mediana plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres. (Dentro de la zona II de la carta de plasticidad)	ML	
	Limas orgánicas y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad. (Dentro de la zona I de la carta de plasticidad)	Limas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas. (Dentro de la zona IV de la carta de plasticidad)	OL	
	Limas orgánicas y arcillas limosas orgánicas de alta plasticidad. (Dentro de la zona V de la carta de plasticidad)	Limas inorgánicas de alta plasticidad. (Dentro de la zona V de la carta de plasticidad)	OH <sub>1</sub>	
Limas orgánicas y arcillas limosas orgánicas de alta plasticidad. (Dentro de la zona VI de la carta de plasticidad)	Limas inorgánicas de muy alta plasticidad. (Dentro de la zona VI de la carta de plasticidad)	OH <sub>2</sub>		
Limas orgánicas y arcillas limosas orgánicas de alta plasticidad. (Dentro de la zona VII de la carta de plasticidad)	Limas inorgánicas de muy alta plasticidad. (Dentro de la zona VII de la carta de plasticidad)	OH <sub>3</sub>		
Atigamiento orgánicos	Facilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa	P <sub>t</sub>	Turba y otros suelos altamente orgánicos.	

Fig. 5-30. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (aumento con fragmentos de roca).

Tipo	Subtipos	Símbolo de gruba	Características para su acomodo	Pruebas especificadas para la determinación de los pesos volumétricos secos máximos	Recomendaciones para uso	
					Cuerpo del terrapién	Capo de subrasante en terrapienes y Cortes
FRAGMENTOS DE ROCA Tamaños mayores de 7.6 cm (3 pig) y menores de 7 m	Grandes Mayores de 75 cm y menores de 2 m	Fg Fgm Fgc Fgnc Fgcm	Susceptibles de acomodarse con tractor y/o con el equipo de construcción		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terrapién, acomodados en su posición más estable, entendiéndose que el símbolo valetta no constituye un acomodo adecuado.	No deben usarse
	Medianas Mayores de 20 cm y menores de 75 cm	Fm Fmc Fmg Fmcg Fmgc	Susceptibles de acomodarse por bandeas con tractor y/o con el equipo de construcción.		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terrapién, tendiéndolos en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores.	No deben usarse
		Fc Fcm Fcg Fcmg Fcgm	Susceptibles de acomodarse por bandeas con tractor y/o con el equipo de construcción		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terrapién, tendiéndolos en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores.	No deben usarse
SUELOS Partículas menores de 7.6 cm (3 pig)	Gruesos	Gravas	Susceptibles de compactarse con equipo especial.	Porter	90% de compactación	El proyecto deberá especificar aquellos casos en que no sea posible construir por capas, todo o parte del terrapién. Los métodos de fragmentos de roca y suelos en que predominen estos, podrán, en algunas ocasiones, ser susceptibles de compactarse con equipo especial, aunque no puede determinarse el grado de compactación. En tal caso podrá hacerse en el cuerpo del terrapién y el proyecto fijará el procedimiento a seguir en estos casos.
		Arenas		Porter		
	Finos	Limite líquido menor de 50		Porter para Ip < 6 Proctor SOP para Ip > 6 Proctor SOP Proctor SOP		
		Limite líquido entre 50 y 100		Proctor SOP		
				Proctor SOP		
				Proctor SOP		
Algameo orgánicos	Turba	Ph		No deben usarse		

Nota: En cuanto a los porcentajes de compactación y de expansión de los suelos, que aparecen en el presente cuadro, se hace notar que puede haber algunas excepciones, en más o en menos, que deberán ser objeto de estudios especiales y especificaciones complementarias.

Fig. 5-31 Uso de los suelos para terracerías de acuerdo con la clasificación SUCS.

peso volumétrico de campo y los pesos volumétricos de laboratorio; estas pruebas se explican con fines de mayor comprensión en el capítulo correspondiente a tratamiento de materiales, en la parte de compactación.

### PRUEBAS DE PROYECTO

Para dimensionar las diferentes partes que constituyen las secciones de una vía terrestre, desde el punto de vista de

las cargas del tránsito, se utilizan diferentes pruebas de resistencia cuyos resultados se correlacionan con el comportamiento real de las estructuras para obtener los nomogramas de proyecto. Debido a que la geometría de la sección, como ya se dijo, se basa en las especificaciones geométricas de cada tipo de obra, en general, con las pruebas de resistencia se dimensionan las capas supe-

riores y únicamente se revisan las inferiores, y en su caso se hacen las correcciones necesarias. Para una mejor estructuración de este libro y mayor comprensión, estas pruebas de resistencia para proyecto, se detallan en los capítulos correspondientes a estructuración de los diferentes tipos de pavimento.



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

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

Del 19 al 21 de Octubre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES  
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**TRATAMIENTO DE MATERIALES**

Morelia, Michoacan

1994

# 6

## Tratamiento de Materiales

### TIPOS DE TRATAMIENTOS

A menudo, se tiene que los materiales cercanos a las obras no cumplen con los requisitos necesarios para ser utilizados en alguna capa de la sección transversal de una obra, entonces se precisa realizar uno o varios tratamientos para mejorar sus características, que resulten más económicos que el tener grandes distancias de acarreo. Los principales tratamientos que se utilizan en las vías terrestres son: disgregado, cribado, compactación y estabilización.

Los tres primeros tratamientos tienen como finalidad que las partículas sean de tamaños menores al máximo requerido; aunque también se pueda controlar con ellos la granulometría.

### DISGREGADO

Se utiliza el disgregado en materiales finos agrumados, en materiales granulares poco o medianamente cementados o en rocas alteradas. Para realizar este tratamiento se utilizan rodillos lisos metálicos que pasan sobre el material hasta que se tenga que el desperdicio, o sea la cantidad de partículas con tamaño mayor al necesario, sea menos del 10%. Más tarde, en forma manual, se retirarán parte de estas partículas, de tal manera que al final se tenga un desperdicio menor al 5%.

Cuando el costo de este tratamiento es alto, ya sea por el número grande de pesadas necesarias del equipo o por que el desperdicio al final del tratamiento es mayor al 10%, se puede recurrir a algunos de los siguientes tratamientos.

### CRIBADO

Si el material que se va a utilizar es granular y tiene un desperdicio mayor al 10%, entonces se procede a cribarlo. Para este fin, se usan mallas o tamices, con una abertura un poco mayor al tamaño máximo permisible. Este trabajo se puede realizar utilizando una planta con tamices de diferentes tamaños para control de granulometrías y una serie de bandas para el transporte de los materiales a las mallas o a los almacenamientos (Fig. 6-1), los materiales que en forma habitual requieren de cribado son las gravas-arena de playones de arroyos y ríos o minas.

### TRITURACION

Cuando el desperdicio del cribado es mayor al 25%, lo más conveniente es la trituración, o sea, quebrar las



Fig. 6-1 Planta de cribado.



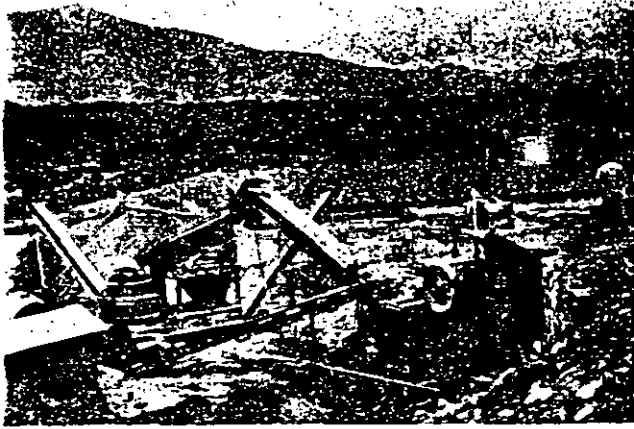


Fig. 6-2 Planta de trituración.

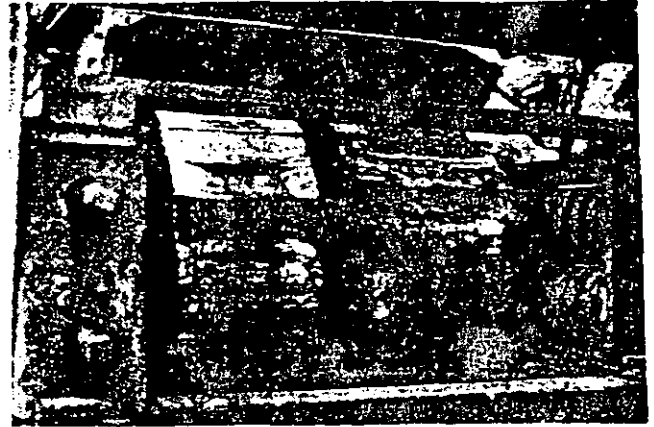


Fig. 6-4 Trituradora de rodillos.



Fig. 6-3 Placas de trituración de una trituradora de quijadas.

partículas que sean mayores al tamaño máximo requerido, este tratamiento puede ser parcial o total. El triturado parcial se ejecuta cuando el desperdicio es del orden del 25% y consiste en cribar inicialmente el material y sólo triturar el desperdicio; cuando éste es mayor a 50% se realiza el triturado total, o sea, que todo el material se pasa a través de la máquina sin que se cribe previamente.

Una planta de trituración consta, en lo fundamental de: trituradoras, cribas y bandas (Fig. 6-2). Las trituradoras pueden ser, de acuerdo a los tamaños que admiten: primarias, secundarias o terciarias.

Las trituradoras primarias admiten fragmentos de roca hasta de 75 cm y producen fragmentos con tamaño máximo de 15 cm, estas trituradoras por lo general son de quijadas, y cuentan con dos placas de acero: una móvil y la otra fija, que cuando se separan admiten el material y cuando se juntan lo fracturan (Fig. 6-3).

Las trituradoras de tipo secundario trabajan con material hasta de 25 cm en la admisión, reduciéndolo a ta-

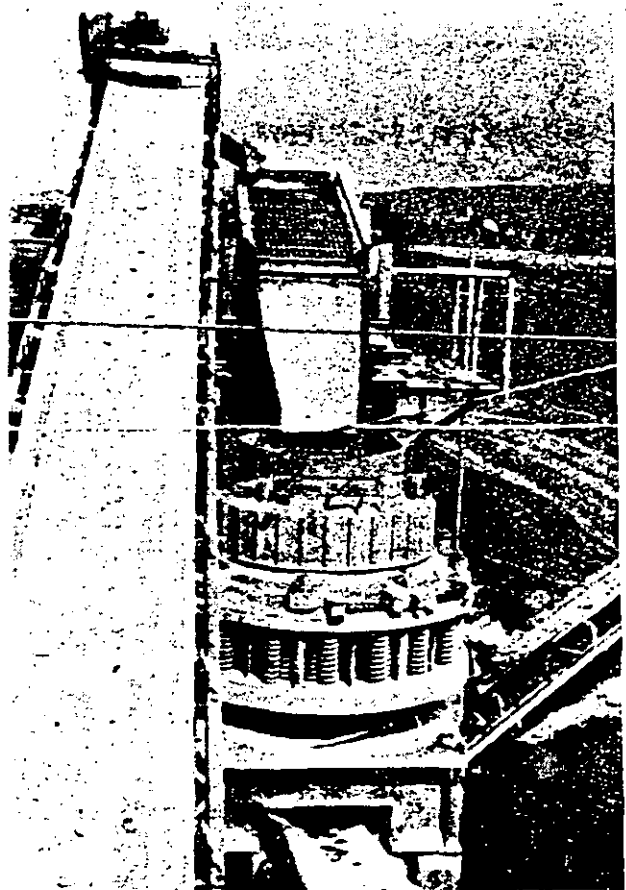


Fig. 6-5 Planta de trituración con trituradora de cono.

maño máximo de 5 cm. De este tipo hay trituradoras de quijada, de rodillo (Fig. 6-4) y de cono o campana (Fig. 6-5).

Para producir grava chica, arena y polvos se usan trituradoras de tipo terciario que admiten partículas menores a 5 cm, entre éstas se tienen las trituradoras de cono,

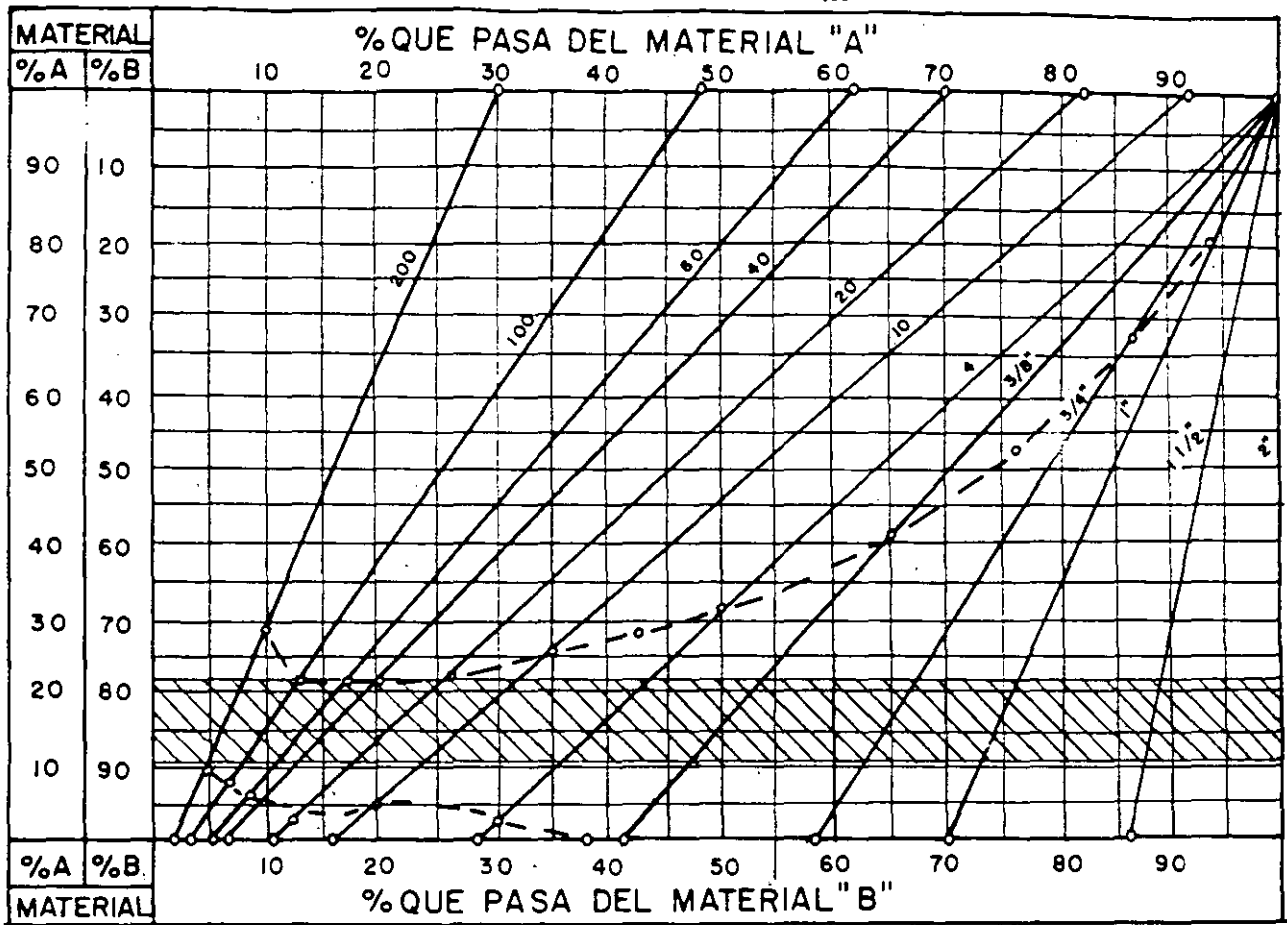


Fig. 6-6 Nomograma para obtener una granulometría determinada mezclando dos materiales diferentes.

de rodillos, de bolsás o barras, de martillos o de molinos. Por medio de las trituradoras, cribas y bandas con que cuenta una planta, se pueden producir las granulometrías que sean necesarias.

Las características de las trituradoras para este fin, se deciden a través de un estudio económico.

Cuando un material tiene granulometría aceptable, pero la superficie de las partículas es lisa y se requiere que sean más friccionadas, se puede pasar el material por una trituradora a fin de mejorar esta condición.

## ESTABILIZACION DE MATERIALES

Se llama estabilización de suelos a la mezcla de dos o más materiales, para que ésta presente las características deseadas. Se pueden distinguir dos tipos de estabilizaciones: las del tipo mecánico y las del tipo químico, ya que en éstas se presentan reacciones de esta índole, mientras que en las primeras no.

### Estabilización mecánica

Dentro de las estabilizaciones de tipo mecánico, se pueden presentar tres casos:

- a. Para mejorar la granulometría.
- b. Para reducir la plasticidad.
- c. Para aumentar el valor cementante.

### Estabilización para mejorar la granulometría

Cuando un material tiene una granulometría discontinua, o sea, que tiene escasez de algunos tamaños en sus partículas y por ello es inadecuado su uso, se puede agregar otro material que le disminuya ese defecto, para lo cual es necesario conocer las proporciones en que se deben mezclar ambos materiales. Se puede hacer uso de un monograma, como el mostrado en la (Fig. 6-6).

En el eje horizontal superior, que tiene divisiones de 0 a 100, se marcan los porcentajes del primer material, que pasan cada una de las mallas, lo mismo se hace con el eje

horizontal inferior en que se coloca la granulometría del otro material.

Se unen con línea recta los retenidos de los materiales correspondientes a cada una de las mallas; si alguno de los materiales tiene partículas de menor tamaño que el otro, los retenidos de las mallas correspondientes se unen con el origen de la granulometría del otro material; por otro lado, si alguno de los materiales tiene partículas de mayor tamaño que el otro, los retenidos de esas mallas se unen con el punto correspondiente al 100% que pasa el otro material.

La distancia vertical entre los dos ejes, en los que se marcan las granulometrías de los materiales, también se dividen en 100 partes: del lado izquierdo, a la altura del eje superior se coloca el 100, que corresponde al 100% del primer material y de ese mismo lado, pero en el eje inferior se marca 0; o sea que a esa altura se tendrá 0% del material; así el eje vertical de la izquierda nos indicará el porcentaje del primer material que intervendrá en la mezcla; el eje vertical de la derecha se marcará con 0 en la parte superior y con 100 en la inferior.

Para conocer la granulometría de una mezcla de los dos materiales, se pasa una horizontal que una a los porcentajes en que intervienen (la suma de ellos será 100); la granulometría de la mezcla se obtiene de los puntos en que esta última línea cruza a las de las mallas correspondientes con los porcentajes correspondientes en el eje horizontal. De la Fig. 6-6 se puede obtener, por ejemplo, la granulometría de una mezcla en la que interviene 60% del material A y 40% del material B:

Malla	Porcentaje Pasa		
	Mat. A	Mat. B	Mezcla
2 plg		100	100
1.5 plg		86	94
1 plg		70	87
3/4 plg		58	83
3/8 plg		41	76
Núm. 4	100	28	71
Núm. 10	92	16	61
Núm. 20	82	10	53
Núm. 40	70	8	44
Núm. 60	62	5	38
Num. 100	48	3	30
Núm. 200	30	2	19

Si en el interior del nomograma se marcan los límites granulométricos que debe satisfacer la mezcla, se pueden encontrar con mucha facilidad los porcentajes de cada uno de los materiales que se pueden utilizar. En el caso de la Fig. 6-6, con líneas punteadas se tienen marcados los límites de la zona 1 de las especificaciones utilizadas en el país para materiales de base y como se ve, los porcentajes de los materiales A y B que cumplen los requisitos varían de 19%-81% a 11%-89%. En la Fig. 6-7 se marca con línea segmentada la granulometría correspondiente a la mezcla 60%-40% obtenida con anterioridad, y con línea llena la correspondiente a una mezcla 15%-85% que satisface las especificaciones para la zona 1.

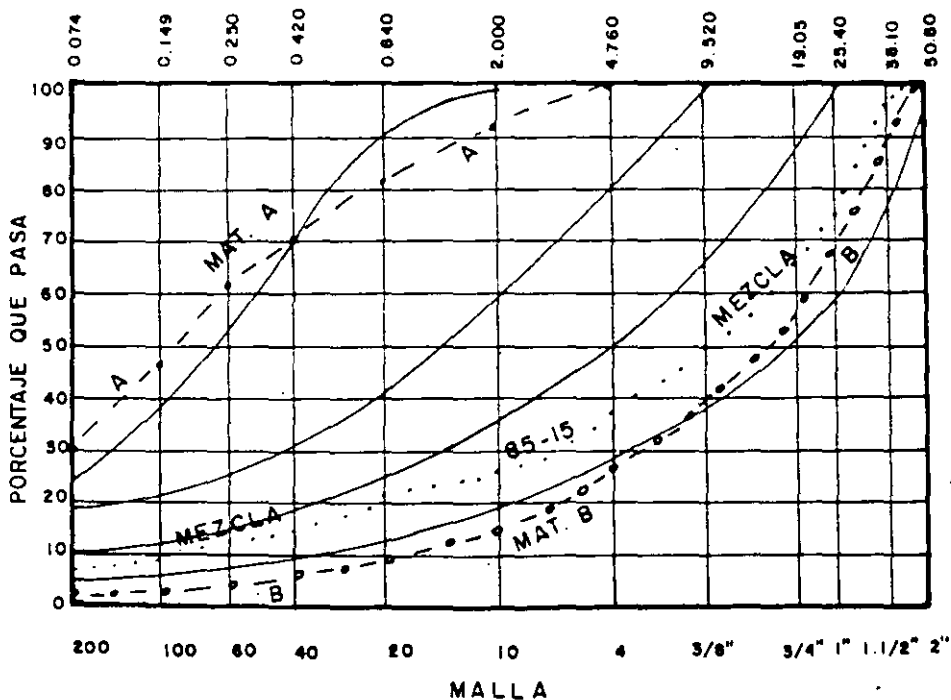


Fig. 6-7 Granulometría obtenida al mezclar los materiales A y B del ejemplo.

### Estabilización mecánica para disminuir la plasticidad

Muy a menudo se encuentran en la naturaleza materiales que tienen una plasticidad ligeramente mayor que la que marcan las normas; si es necesario utilizarlos en alguna capa del pavimento, para que éstos sean aceptables, es necesario reducirles esa característica. Es práctica común mezclarles arenas, las cuales mientras más finas, serán más efectivas, aunque de hecho, podrían utilizarse también materiales con menor plasticidad que el primero.

En forma empírica, se ha encontrado la fórmula que se muestra en seguida para calcular el índice plástico de la mezcla de materiales a partir de las características de éstos.

$$I_p = \frac{K_1(f_1) I_1 + K_2(f_2) I_2 + K_3(f_3) I_3 + \dots}{K_1(f_1) + K_2(f_2) + K_3(f_3) + \dots}$$

$K_1, K_2, K_3$  = Porcentaje en que los suelos  $S_1, S_2, S_3, \dots$  intervienen en la mezcla.

$f_1, f_2, f_3$  = Porcentaje de finos pasando malla Núm. 40 en cada suelo.

$I_1, I_2, I_3$  = Índice plástico de cada suelo.

Estabilizando materiales para reducirles su plasticidad, es posible utilizarlos reduciendo el costo de construcción, pues se evitan probables acarrees largos de materiales que cumplan en forma natural con las normas respectivas.

### Estabilización mecánica para aumentar el valor cementante

Como ya se dijo, cuando se tienen carpetas delgadas como las que es costumbre utilizar en el país, entre 2 y 8 cm, colocadas sobre bases construidas con materiales de grava-arena, inertes, bajo la acción del tránsito se producen deformaciones rítmicas transversales que en el lenguaje caminero se denominan como "permanentes".

Para evitar lo anterior, en caminos con tránsito hasta de 2000 vehículos por día, se agrega a los materiales inertes: limo, caliche, sílices o arenas arcillosas de baja plasticidad o sea con  $I_p$  menores a 18% que corresponden a contracciones lineales menores de 6.5%. Estos materiales de base deben cumplir con las normas respectivas en cuanto a valor cementante, valor relativo de soporte y plasticidad.

### Cálculo de volúmenes para realizar mezclas de materiales naturales

La mezcla de estos materiales, por lo general se realiza en la obra y sólo en pocas ocasiones en planta. Al mezclar

dos materiales, su volumen no aumenta proporcionalmente con sus volúmenes individuales, sino que, como algunas partículas de un material ocupan los huecos del otro, en general el volumen es menor que el de la suma de cada uno de ellos en forma separada; para conocer el volumen que se requiere para tener un cierto volumen compacto ( $V$ ) formado por dos materiales 1 y 2, en una estación de 20  $\mu$ m, se procede de la siguiente manera:

Datos:

Ancho de corona =  $C$  en metros.

Espesor compacto de la capa =  $d$  en metros.

Distancia de tiro = 20 m (1 estación).

Porcentaje en peso del material 1 =  $A$  (%).

Porcentaje en peso del material 2 =  $B$  (%).

Peso volumétrico seco máximo de la mezcla =  $PVSM$   $kg/m^3$ .

Grado de compactación de la mezcla =  $G_c$  (porcentaje).

Peso volumétrico seco y suelto del material 1 =  $PVSS(1)$   $kg/m^3$ .

Peso volumétrico seco y suelto del material 2 =  $PVSS(2)$   $kg/m^3$ .

Volumen compacto necesario de la mezcla en la obra =  $V_c = C \cdot d \cdot 20$  ( $m^3$ ).

Peso del volumen necesario =  $W_c = V_c \times PVSM \times G_c$  (kg).

Peso del material 1 =  $W_1 = W_c \times A$  (kg).

Peso del material 2 =  $W_2 = W_c \times B$  (kg).

Volumen del material 1 =  $V_1 = \frac{W_1}{PVSS(1)}$

Volumen del material 2 =  $V_2 = \frac{W_2}{PVSS(2)}$

Porcentaje en volumen de los materiales 1 y 2.

$$\text{Porcentaje } V_1 = \frac{V_1}{V_1 + V_2} \cdot 100$$

$$\text{Porcentaje } V_2 = \frac{V_2}{V_1 + V_2} \cdot 100$$

Ejemplo:

Se va a construir una capa de base mezclando dos materiales; el ancho de la corona es de 9 m y el espesor compacto de la capa será de 15 cm. Los datos reportados por el laboratorio de materiales son:

Peso volumétrico seco máximo de la mezcla = 1900  $kg/m^3$ .

Grado de compactación = 95%.

Porcentaje en peso del material 1 = 80%; porcentaje en peso del material 2 = 20%.

Peso volumétrico seco y suelto del material 1 = 1500  $kg/m^3$ .

Peso volumétrico seco y suelto del material 2 = 1100  $kg/m^3$ .

Encontrar los volúmenes de material 1 y 2 que se requieren por estación.

Resolución:

$$\text{Volumen compacto necesario} = V_c = 9 \times .15 \times 20 = 27 \text{ m}^3.$$

$$\text{Peso del volumen necesario} = 27 \times 1900 \times .95 = 48\,735 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso del material 1} = W_1 = 48\,735 \times .80 = 39\,000 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso del material 2} = W_2 = 48\,735 \times .20 = 9\,735 \text{ kg.}$$

$$\text{Volumen del material 1} = \frac{39\,000}{1500} = 26 \text{ m}^3.$$

$$\text{Volumen del material 2} = \frac{9\,735}{1100} = 9.6 \text{ m}^3.$$

$$\text{Porcentaje } V_1 = \frac{26}{35.6} 100 = 73\%$$

$$\text{Porcentaje } V_2 = \frac{9.6}{35.6} 100 = 27\%.$$

### Estabilización química con cal y cemento Portland

Se dice que se estabiliza químicamente un suelo, cuando en la mezcla de los materiales interviene el agua y se presentan reacciones de esta índole. Hay diferentes materiales para realizar este tratamiento, que en general son de tipo industrial, siendo los principales el cemento Portland y la cal hidratada.

Como ya se dijo, en relación a las estabilizaciones mecánicas, para encontrar el porcentaje de los materiales que intervendrán en la mezcla, se requiere que en el laboratorio se estudien diversas proporciones y con base en la prueba correspondiente a la característica que se quiere obtener, se toma la decisión.

Con el uso de la cal o el cemento Portland, en general, se pueden conseguir dos características: bajar la plasticidad y aumentar la resistencia; en forma usual los porcentajes de cal que se usan varían entre el 2 y 7%.

En cuanto al tratamiento con cemento Portland, el porcentaje es diferente según sea la característica principal que se desee obtener en la mezcla. Si principalmente se quiere reducir la plasticidad, las proporciones variarán del 2 al 7%; en cambio si lo que se desea es aumentar en forma importante la resistencia, la proporción es del 5 al 15%.

En el primer caso las mezclas se denominan de mejoramiento del suelo (suelo mejorado); en el segundo caso, se dice que se tiene lo que se ha dado por llamar suelo-cemento. En uno u otro caso, son diferentes los procedimientos de prueba en el laboratorio y los de construcción en el campo.

En el caso del suelo mejorado, una vez que se tiene la mezcla húmeda, no se permite al cemento Portland, que al fraguar, aglutine el suelo, por lo que cuando menos se removerá el material tres veces al día durante tres días; en cambio para el suelo-cemento, una vez que se le incorpora el agua necesaria, de inmediato se elabora el espécimen en el laboratorio, o en la obra se forma y compacta la capa correspondiente, a fin de favorecer el aglutinamiento del material; en este caso, los requisitos de resistencia varían de 20 kg/cm<sup>2</sup> a 50 kg/cm<sup>2</sup>, a los 7 días, de acuerdo a las especificaciones que se utilicen.

Ya sea que la estabilización del suelo se realice con cal o cemento, es conveniente que la mezcla se lleve a cabo en planta, la cual estará dotada de un secador y un molino, además de la mezcladora, cuando se trate de materiales de tipo plástico. Si la mezcla se efectúa manualmente, la eficiencia disminuye en forma notable y la proporción de material estabilizante puede aumentar hasta en un 50% con respecto a la de laboratorio, debido principalmente a la heterogeneidad que se obtiene con este sistema.

Como las resistencias que se piden en las normas para materiales estabilizados son a siete días, los especímenes que se elaboran con cal pueden dejarse a la intemperie con todo y molde durante dos o tres días, para luego sumergirlos en agua durante otros cuatro o cinco días más y conocer tanto su resistencia, por ejemplo su VRS, como su expansión correspondiente; esto se hace para permitir que la cal reaccione antes de la saturación, pues como no es hidráulica, el agua no favorece la resistencia sino la disminuye; lo contrario sucede cuando se utiliza cemento Portland, que se debe saturar de inmediato, ya que este producto sí es hidráulico. Lo mismo puede decirse para los procedimientos de construcción.

### Estabilización con asfalto

A la estabilización de materiales con asfalto, algunos autores la encasillan dentro de las estabilizaciones químicas, sin embargo, cuando se realizan con materiales inertes, tipo arena o grava-arena (bases negras o carpetas asfálticas), en definitiva la estabilización es de tipo mecánico; pudiera ser que cuando se tratara de estabilizar arcillas con asfalto se tenga alguna reacción química, pero debido a las grandes dificultades en el mezclado y a los pobres resultados que se obtienen, este tipo de estabilización con materiales plásticos es muy poco usado. Más adelante, al tratar las carpetas y bases asfálticas se estudiará con detalle.

## COMPACTACION

La compactación es el proceso mecánico, por medio del cual se reduce el volumen de los materiales, en un tiempo relativamente corto, con el fin de que sean resistentes a

las cargas y tengan una relación esfuerzo-deformación conveniente durante la vida útil de la obra.

En la compactación, la reducción de volumen del suelo se lleva a cabo utilizando maquinaria especializada y se efectúa principalmente a costa del volumen de aire que se contiene; el tiempo, por lo general se mide en horas.

Es conveniente hacer notar que hay materiales que con un cierto grado de compactación, se tornan muy expansivos en presencia de agua; este tipo de materiales no es conveniente utilizarlos en las obras viales en forma natural, pues si se compactan, aumentan su volumen y si se dejan con un grado bajo de compactación se deforman en forma apreciable en la operación.

En caso de que por economía sea necesario utilizar alguno de estos materiales, deberá ser estabilizado con cal o cemento, lo cual, influirá en los costos.

La consolidación es un fenómeno semejante a la compactación, pero se diferencia en que es un fenómeno natural que se lleva a cabo durante mucho tiempo, quizá siglos, y la disminución del volumen se efectúa a costa del aire y agua que contenga el suelo.

### Acción del agua en la compactación

El agua es un elemento de importancia en el proceso de compactación y su acción se explicará de la siguiente manera; supóngase que se tienen varias muestras de un mismo material en diferentes recipientes (charolas). Este material es de tipo plástico y pasa 100% por malla 4; como está seco se tienen grumos de diferentes tamaños.

Si el material de la primera muestra se compacta dándole una energía de compactación  $E_1$ , por medio de un pisón, esta energía se empleará principalmente en romper los grumos de material y su grado de compactación será bajo; si a la siguiente muestra de material le agregamos una poca de agua, los meniscos que forman los grumos empezarán a romperse, por lo que al proporcionarle la misma energía de compactación  $E_1$ , ésta será más eficiente y se obtendrá un peso volumétrico más alto; si a la tercera muestra le agregamos una mayor cantidad de agua, además de romperse los meniscos, se tendrá una acción lubricante de este elemento, por lo que el peso volumétrico será todavía mayor; si seguimos aumentando agua a las muestras del material, llega un momento en que baja el peso volumétrico seco, debido a que el agua ocupa el lugar que antes ocupaba parte del suelo y además absorbe parte de la energía de compactación; este fenómeno es mayor mientras más aumenta el agua. Si los diferentes datos obtenidos se colocan en ejes coordenados, en los que las abscisas corresponden a las humedades de las muestras y las ordenadas a los pesos volumétricos correspondientes, obtenidos al proporcionar la energía de compactación  $E_1$ , se obtiene una curva como la que se muestra en la Fig. 6-8, llamada curva de compactación.

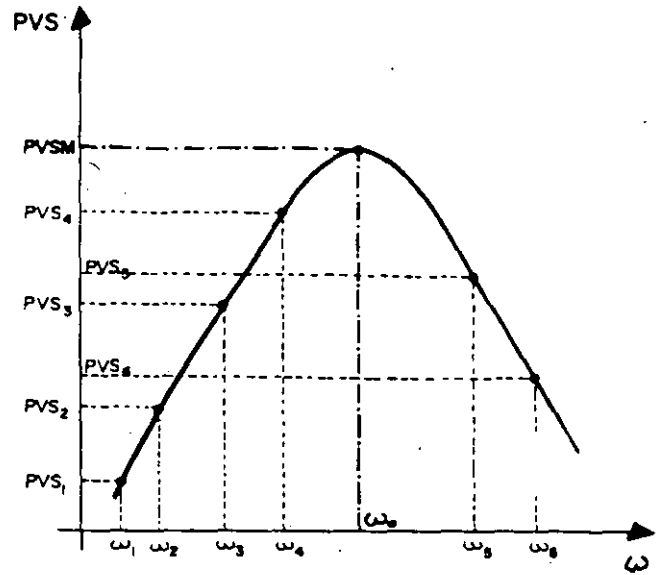


Fig. 6-8 Curva Proctor que muestra la acción del agua en la compactación de los suelos, el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima.

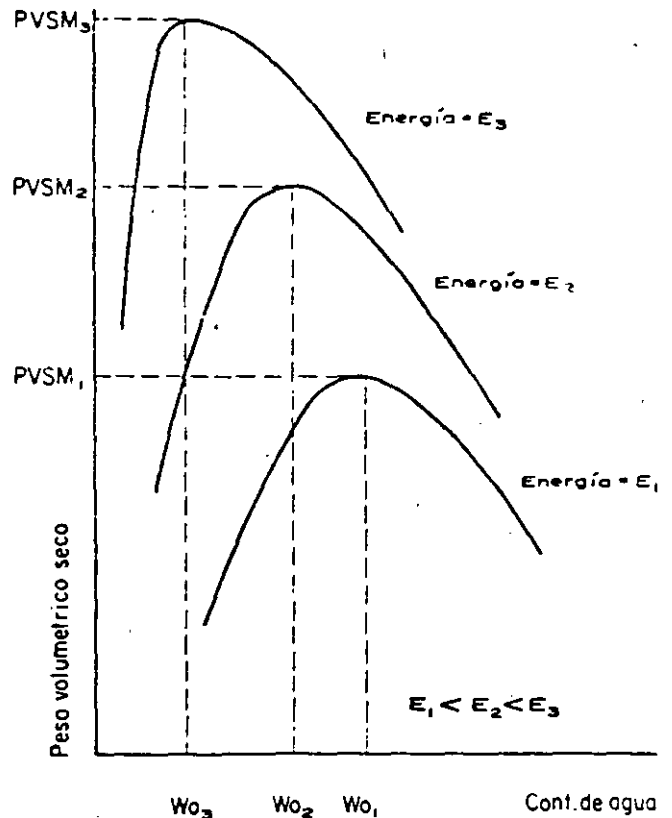


Fig. 6-9 Curvas tipo Proctor para diferentes energías de compactación. A mayor energía, mayor P.V.S.M. pero menor humedad óptima.

tipo Proctor para la energía de compactación  $E_1$ . Al mayor peso volumétrico obtenido se le denomina peso volumétrico seco máximo (PVSM), y la humedad correspondiente es la humedad óptima ( $W_o$ ).

### Compactación con diferentes energías

Si para compactar los especímenes se usa una energía mayor, los pesos volumétricos secos máximos, serán cada vez mayores, en cambio la humedad óptima disminuye (Fig. 6-9); por eso es definitivo que al manejarse los pesos volumétricos secos máximos, se debe indicar la energía con que se obtuvieron o la prueba específica que se realizó para obtenerlos.

### Compactación en el campo. Tipos de compactadores

Para compactar los materiales, se tienen diferentes tipos de máquinas que tienen su aplicación dependiendo de las características de aquéllos. Principalmente se pueden dividir en dos: de presión y vibratorias.

Las máquinas compactadoras de tipo de presión, a su vez, se dividen en máquinas sin y con salientes. Los ejemplos más típicos de compactadores sin salientes son los rodillos lisos y los rodillos de neumáticos; los rodillos lisos son rodillos metálicos huecos, como los que se muestran en la Fig. 6-10 y 6-11, que tienen diferentes anchos y diámetros; se combinan de diferente manera, de acuerdo a la experiencia del constructor, para tener mayor eficiencia.

Los cilindros se lastran con agua y arena para aumentar su peso; cuando dos cilindros se montan en un mismo eje, pueden tener algún movimiento lateral, que hace que se tenga un mejor acomodo del material.

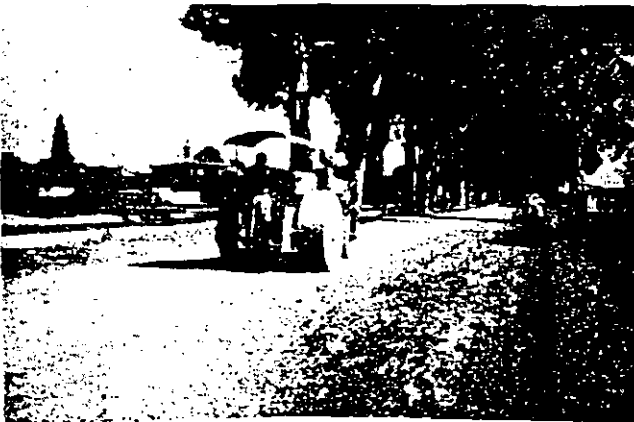


Fig. 6-10 Rodillo liso tipo triciclo.

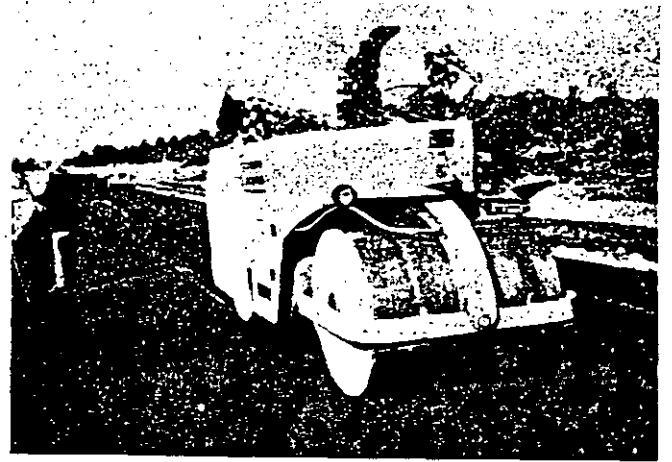


Fig. 6-11 Rodillo liso.

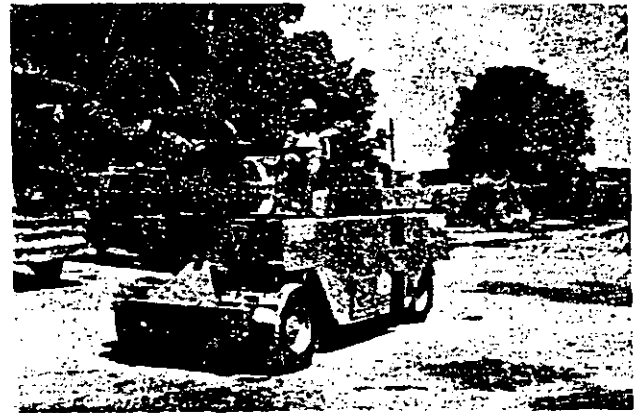


Fig. 6-12 Rodillo de neumáticos, (a) autopropulsado (b) caja jalada con tractor.

Los compactadores de neumáticos (Fig. 6-12) son cajas colocadas sobre ejes, en los que se tienen ruedas lisas de hule infladas con aire, cuya presión puede variarse de acuerdo con las necesidades del trabajo; las llantas tienen

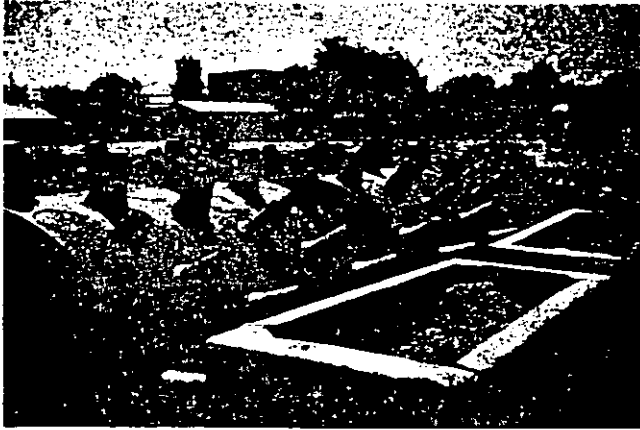


Fig. 6-13 Rodillo de pata de cabra.

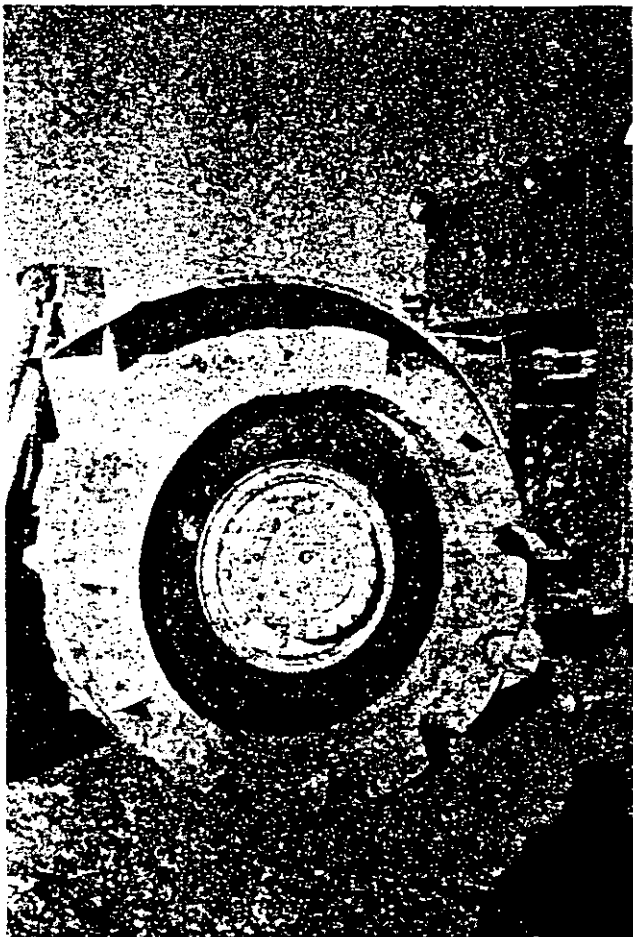


Fig. 6-14 Rodillo con salientes tipo tamber.

un movimiento lateral, con el que se mejora la eficiencia del equipo.

Las cajas se llenan de algún material, para dar el peso necesario en la compactación.

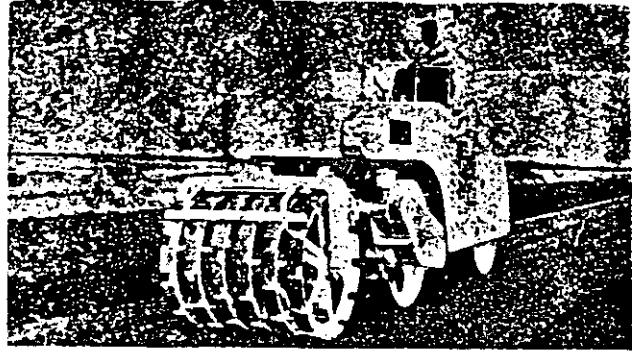


Fig. 6-15 Rodillo segmentado (al frente).

Este tipo de rodillos sin salientes son eficientes para compactar materiales granulares plásticos, y el efecto de la compactación es de arriba hacia abajo. Cuando este tipo se utiliza para compactar finos plásticos, en la parte superior se forma una costra resistente llamada encarpamiento, que no permite que la energía de compactación llegue a la parte inferior; así, se concluye que los compactadores sin salientes no son eficientes para este tipo de materiales; sin embargo, si no se tiene otro equipo, se pueden utilizar siempre que se compacten capas con muy poco espesor, del orden de los 5 a los 8 cm, la eficiencia seguirá siendo baja.

Los rodillos con salientes son metálicos con picos, vástagos o pernos de 15 a 25 cm, de diferentes formas como son: tronco-cónica y tronco-piramidal o en forma de paralelepípedos, que para compactar introducen los salientes en el material y lo compactan de abajo hacia arriba, evitando el encarpamiento que producen los rodillos sin salientes; es por eso que su mayor eficiencia se obtiene en los materiales finos plásticos; los principales exponentes de este tipo son los rodillos pata de cabra (Fig. 6-13), los rodillos tipo tamber (Fig. 6-14) y los rodillos segmentados (Fig. 6-15), de los cuales el primero se utiliza en los materiales más finos y el último para materiales finos con gruesos.



Fig. 6-16 Compactador vibratorio jalado por tractor.



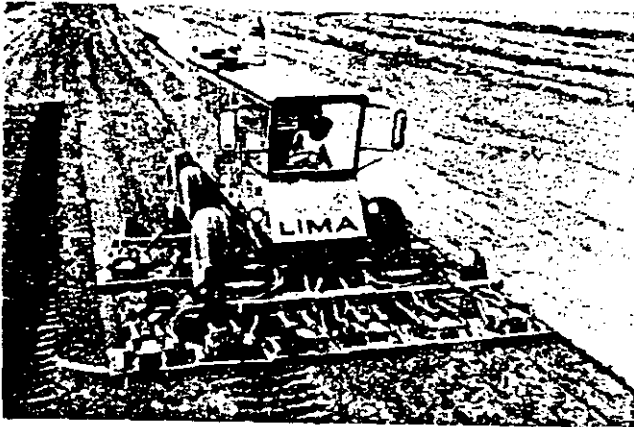


Fig. 6-17 Compactador vibratorio con placas en serie

Por último, se tienen los compactadores vibratorios, que transmiten ondas dinámicas a los materiales y les producen un acomodo masivo; son muy efectivos para compactar materiales inertes como gravas y arenas; de este tipo de compactadores se tienen diferentes ejemplos: desde placas unitarias (Fig. 6-16), placas en serie (Fig. 6-17), hasta compactadores de tipo manual (Fig. 6-18); con estos últimos se realiza la compactación de los materiales que quedan cercanos a estructuras como puentes, edificios, hasta donde los equipos más pesados no puedan acercarse; además, se sabe por experiencia que si los compactadores de tipo de presión se equipan con una pequeña unidad vibratoria, pueden aumentar su eficiencia de 30 a 60%, siendo más útiles a medida que los materiales son menos plásticos.

El haberse descubierto esta utilidad de la vibración en los compactadores de presión, hizo que se detuviera la carrera de los rodillos de presión que cada vez eran más pesados, llegándose a tener máquinas de 80 ton, que compactaban espesores de terracerías del orden de los 50 cm; sin embargo, en la actualidad los más usados tienen pesos de 10 a 20 ton, pero la máquina utiliza una unidad vibratoria.

A últimas fechas, se ha venido utilizando la compactación masiva de suelos blandos, para la cual, desde una altura de 15 a 20 m, se dejan caer masas de acero de varias toneladas de peso; en este caso, se debe tener presente que, por lo general, los suelos blandos contienen bastante humedad y para que se obtengan buenos resultados, antes de dejar caer las masas, se debe reducir el agua de los materiales con algún tipo de drenaje o subdrenaje, de no ser así la eficiencia será muy baja.

### Verificación de la compactación

Una vez que en el campo se termina la compactación de alguna capa de la sección estructural, ya sea del cuerpo



Fig. 6-18 Compactador manual.

del terraplén de la capa subrasante o de las capas de pavimento, es necesario que se verifique si se alcanzó el peso volumétrico marcado en el proyecto. La compactación alcanzada se mide por medio del Grado de Compactación ( $G_c$ ), que se define como la relación en porcentaje del peso volumétrico seco que se tiene en la obra y el peso volumétrico seco máximo que se obtiene en el laboratorio, efectuando la prueba que corresponda, como se indicará más adelante; la expresión para calcular el grado de compactación es:

$$G_c = \frac{\text{Peso Volumétrico Seco de Campo}}{\text{Peso Volumétrico Seco Máximo de Laboratorio}} \cdot 100$$

Por lo anterior, es necesario efectuar pruebas de campo y pruebas de laboratorio.

En las obras, los materiales deben compactarse hasta un grado tal, que los esfuerzos debidos al tránsito que lleguen hasta la profundidad en que se localiza la capa en estudio, no provoquen deformaciones graves.

En general, a través de la experiencia, se ha aceptado que la compactación mínima del cuerpo del terraplén sea de 90% mínimo y de 95% para las capas subyacentes, subrasantes, de subbase y base de pavimento.



Fig. 6-19 Prueba de laboratorio Porter estándar de tipo estático. Se muestra la placa de carga que cubre toda la superficie libre del espécimen.



Fig. 6-20 Realización de prueba dinámica en que se observa que el pisón tiene un diámetro mucho menor que el molde metálico.

### Pruebas de compactación en el campo

Con las pruebas de campo se encuentra el peso volumétrico seco alcanzado en la obra, para lo cual se hace un sondeo a cielo abierto con una profundidad igual al espesor de la capa de estudio y con un ancho o diámetro igual a 3 o 4 veces del tamaño máximo del agregado (15 cm máximo).

El material que se extrae del sondeo (Fig. 6-19) se coloca en una charola para conocer el peso húmedo y se toma una pequeña muestra para conocer su humedad, con lo cual podemos calcular el peso seco del material:

$$\text{Peso seco} = \frac{100 \text{ Peso húmedo}}{100 - \text{humedad (\%)}} = P_s$$

En la fórmula anterior, la humedad entra en porcentaje.

El volumen del sondeo (V), se encuentra vaciando en el arena con granulometría uniforme (entre tamaños 0.850 mm a 0.600 mm) (Fig. 6-20), lo cual se puede llevar a cabo por medio de una probeta, por medio de embudo y trompa o por medio de frasco y cono. Hay otros métodos como los que utilizan agua o aceite para medir el volumen, pero como requieren de una membrana plástica para evitar que el fluido se infiltre en el suelo, en general, se puede decir que son más imprecisos que los que no la utilizan, ya que a medida que la membrana es menos flexible menos se pliega a las irregularidades del sondeo. El peso volométrico se calcula con la fórmula.

$$\text{Peso volométrico seco} = \text{PVS} = \frac{P_s}{V}$$

### Pruebas de compactación de laboratorio. Tipos

#### Compactación estática y compactación dinámica

Para encontrar el grado de compactación se requiere el patrón de laboratorio con el que se debe comparar el peso volumétrico seco encontrado en el campo. Las pruebas de compactación de laboratorio son principalmente de dos tipos: estáticas y dinámicas. Las pruebas de compactación estáticas son aquellas en que se compacta el espécimen con una presión que se proporciona al material por medio de una placa que cubre la superficie libre del molde (Fig. 6-21) y cuyo principal exponente es la prueba de Porter estándar, ya mencionada. Las pruebas de tipo dinámico son aquellas en las que el espécimen se elabora compactando el material por medio de pisones, que tienen un área de contacto menor a la sección libre del molde que se usa, el ejemplo típico de las pruebas de este tipo es la Proctor (Fig. 6-22), que se realiza con las siguientes características.

Diámetro del molde	10.2 cm
Peso del pisón	2.5 kg (5 lb)
Altura de caída	30.5 cm
Núm. de capas	3
Núm. de golpes	25

Para la construcción de caminos en el país, desde 1950 se cambió el número de golpes por capa, de 25 a 30, denominándose esta prueba como Proctor 30 golpes. Este cambio se debió a que hubo varias reclamaciones de las compañías, cuando los pesos volumétricos máximos obtenidos con la Proctor estándar (25 golpes), eran menores a los que se obtenían en los laboratorios de verificación. Se hizo una investigación de diferentes materiales y se observó que la prueba tenía una alta variabilidad y una fuerte

**FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA COMPACTACION DINAMICA EN LOS SIGUIENTES METODOS**

**PROCTOR AASHO:  
4 METODOS DE PRUEBA**

$$E_c = \frac{Nnhw}{v}$$

- $E_c$  = Energía de compactación
- $N$  = Número de capas
- $n$  = Número de golpes por capa
- $h$  = Altura de caída del pisón
- $w$  = Peso del pisón
- $v$  = Volumen del molde

Métodos	Diámetro del Molde	Con suelo que pasa la malla No.
A	10.16 cm 4"	4
B	15.24 cm 6"	4
C	10.16 cm 4"	3/4"
D	15.24 cm 6"	3/4"

PRUEBAS CARAC- TERISTI- CAS .	PROCTOR SOP	PRUEBAS AASHO ESTANDAR				PRUEBAS AASHO MODIFICADAS			
		METODO				METODO			
		A	B	C	D	A	B	C	D
No. de capas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
No. de golpes por capa	30	25	56	25	56	25	56	25	56
Peso del pisón (kg.)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	4.54	4.54	4.54	4.54
Altura de caída del pisón (cm)	30.5	30.5	30.5	30.5	30.5	45.7	45.7	45.7	45.7
Diámetro del molde (cm)	10.16	10.16	15.24	10.16	15.24	10.16	15.24	10.16	15.24
Energía de compactación (kg-cm/cm <sup>3</sup> )	7.27	6.06	6.03	6.06	6.03	16.49	16.42	16.49	16.42

Fig. 6-21 Tabla que muestra diferentes características de las pruebas de tipo dinámico.

desviación estándar. Para tratar de evitar esta condición se realizó un estudio en que se utilizaron diferentes materiales, con los cuales se obtuvieron especímenes con diferente número de golpes, encontrándose mayor reproducibilidad cuando se daban 30 golpes. El peso volumétrico apenas si aumenta 1 o 2%.

La AASHTO especifica otras pruebas de tipo dinámico denominadas: modificada 3 capas y modificada 5 capas, para las cuales se usan moldes de 15.3 cm de diámetro y pisones de 4.54 kg (10 lb), con altura de caída de 45.7 cm y con 56 golpes en cada capa; las características de estas pruebas se detallan en la Fig. 6-21; como se observa, las energías de compactación son bastante mayores en las pruebas modificadas.

En la práctica nacional se ha acostumbrado encontrar el peso volumétrico seco máximo (PVSM) con la Proctor 30 golpes para materiales que retengan hasta el 10% en malla Núm. 4 y la prueba Porter para los que tienen más de 10% de retenido en dicha malla; sin embargo, se tienen problemas con materiales que se encuentran cercanos a ese límite, pues los materiales no son totalmente homogéneos; se pueden tener materiales en el campo con 9% de retenido en malla 4 y la compactación se mide con la Proctor 30 golpes; pero si el retenido cambia a 11 o 12%, se exige al contratista mayor energía de compactación, pues el patrón cambia a la Porter estándar (lo mismo pasaría si se utilizan las AASHTO modificadas).

Por otro lado, se tiene el problema del tiempo, pues el constructor solicita los resultados del grado de compactación lo más pronto posible, para proseguir con la construcción de las capas superiores. Si el material es granular y el estándar es de tipo estático, el grado de compactación puede tenerse en dos o tres horas; pero si se utilizan pruebas del tipo dinámico, éstas pueden tardarse cuando menos un día.

Así, en investigaciones realizadas en la ENEP Aragón de la UNAM, se encontró que las pruebas de tipo dinámico tienen una variabilidad menor que las de tipo estático.

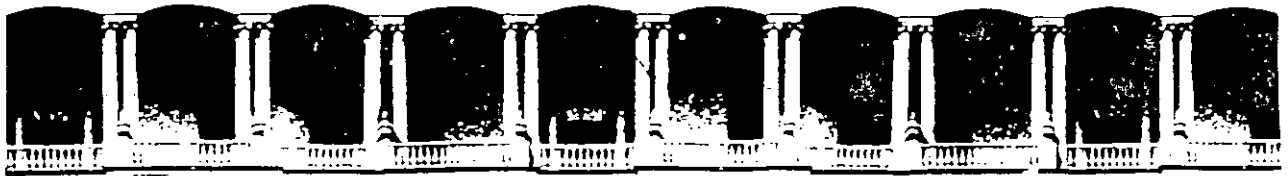
Por otro lado, se han estado realizando investigaciones tanto en la ENEP Aragón, como en la Sección de Graduados de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del IPN con los siguientes propósitos:

1. Encontrar una presión para que con pruebas de tipo estático se obtengan pesos volumétricos secos máximos semejantes a los de la prueba Proctor 30 golpes.
2. Encontrar una presión intermedia entre la anterior y la correspondiente a la Porter estándar y cambiar la especificación de la prueba a utilizarse, en materiales que retengan más de 10%, pero menos de 20% en la malla 4.

Los resultados que se han obtenido hasta ahora son los siguientes:

- a. La presión de 55 kg/cm<sup>2</sup> reproduce, en especímenes elaborados estáticamente, el PVSM de la Proctor 30 golpes.
- b. Para materiales con retenido en malla 4 mayor de 10% pero menor a 20%, compáctese el material con una presión de 95.0 kg/cm<sup>2</sup>.
- c. Para materiales con más de 20% de retenido en malla 4, compáctese el material con una presión de 140.6 kg/cm<sup>2</sup> que corresponde a la prueba Porter estándar.

La discusión en cuanto al tipo de estructura que se obtiene en pruebas de tipo estático o tipo dinámico carece de sentido en este caso, puesto que lo que se requiere es tener un patrón de comparación, pudiéndose incluso utilizar la Porter estándar para todos los materiales, y pedir, con respecto a ella, un grado de compactación de acuerdo al retenido en la malla 4.



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

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

Del 19 al 21 de Octubre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES  
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**EL TERRENO NATURAL**

**Morelia, Michoacan**

**1994**

# El Terreno Natural

*costa de esfuerzos original*

En este capítulo y los cuatro siguientes, se hará un estudio de los diferentes elementos estructurales que forman una vía terrestre. Se estudiarán las funciones generales y particulares, las características, incluyendo especificaciones y procedimientos de construcción para el terreno natural, o sea el sitio donde se desplantan las obras, para las terracerías, indicando las tendencias actuales, y para el pavimento, separando el estudio de este último, en sub-base y bases y en las carpetas asfálticas que se verán en capítulos aparte, esto para pavimentos flexibles, ya se tendrá un capítulo especial para losa de concreto hidráulico, en lo que respecta a pavimentos rígidos.

En lo que se refiere al terreno natural, se puede definir como la franja de terreno incluida en el derecho de vía, que se verá afectada en su estructura por la construcción de una obra vial, y recibirá las cargas de tránsito distribuidas a través de la estructura.

En general, se puede decir que cuando la resistencia del terreno natural es mayor a  $1 \text{ kg/cm}^2$ , y los terraplenes o cortes no son mayores a 3 m, el comportamiento de la estructura es adecuado y también, cuando no se tienen estas condiciones, se requiere la ejecución de estudios de mecánica de suelos relativos a resistencia y deformación, a través de pruebas triaxiales y de consolidación, así, como estudios de estabilidad de taludes. De todas formas, es conveniente que una vez que se haya aceptado la ruta por la que se construirá la obra, se realicen estudios geológicos, de mecánica de suelos, hidráulicos e hidrológicos para el correcto proyecto y ejecución de la obra; estos estudios se irán particularizando a medida que avanza el proyecto, en la forma que se indica en los siguientes párrafos.

## PROYECTO GEOMETRICO

En las obras viales, una vez que se ha decidido llevarlas a cabo, se hace la elección de ruta, que es la franja de

ancho variable en la que procede construir una obra vial, ya sea carretera, ferrocarril o aeropuerto. El ancho de la ruta que al inicio de los estudios puede ser de varios kilómetros, al final, cuando se tienen los planos definitivos, se tiene un ancho igual al derecho de vía, que será el ancho final necesario para la construcción, conservación y en su caso para la ampliación de la obra.

Una vez que se tiene elegida la ruta en forma general, se procede a realizar el anteproyecto, que consiste en los levantamientos topográficos y estudio de gabinete para obtener el mejor diseño posible, por último se realiza el proyecto definitivo, en el cual se afinan los detalles del proyecto geométrico, se realizan los estudios de curva masa y acarreo de materiales, se hace el estudio del drenaje mayor y menor, superficial y subterráneo.

En todas estas etapas se deben hacer estudios geotécnicos de la magnitud que se vayan requiriendo.

En la etapa de elección de ruta, los principales estudios geotécnicos que se llevan a cabo son los correspondientes a la geología de la zona que se abarca; por ello un ingeniero geólogo realizará en unión de ingenieros de otras especialidades, reconocimientos aéreos altos y bajos para recopilar los datos correspondientes. También, a partir de fotografías aéreas, con los datos obtenidos en los recorridos ya indicados y de observaciones directas debe realizarse una fotointerpretación que conducirá a planos geológicos detallados (Fig. 7-1), en los que se indicarán los tipos de rocas y suelos, así como los plegamientos, echados de los estratos, fracturas, fallas, hidrografía, y un informe en el que se da la opinión, desde el punto de vista geológico, de la factibilidad de construir la obra, indicando las zonas que presenten menos problemas.

En la etapa de anteproyecto, los estudios geotécnicos son más detallados y en éstos intervienen ingenieros especialistas en geología, hidrología y mecánica de suelos, los cuales se familiarizan con la franja que se estudia y asesoran a los ingenieros que realizan los proyectos geométricos.

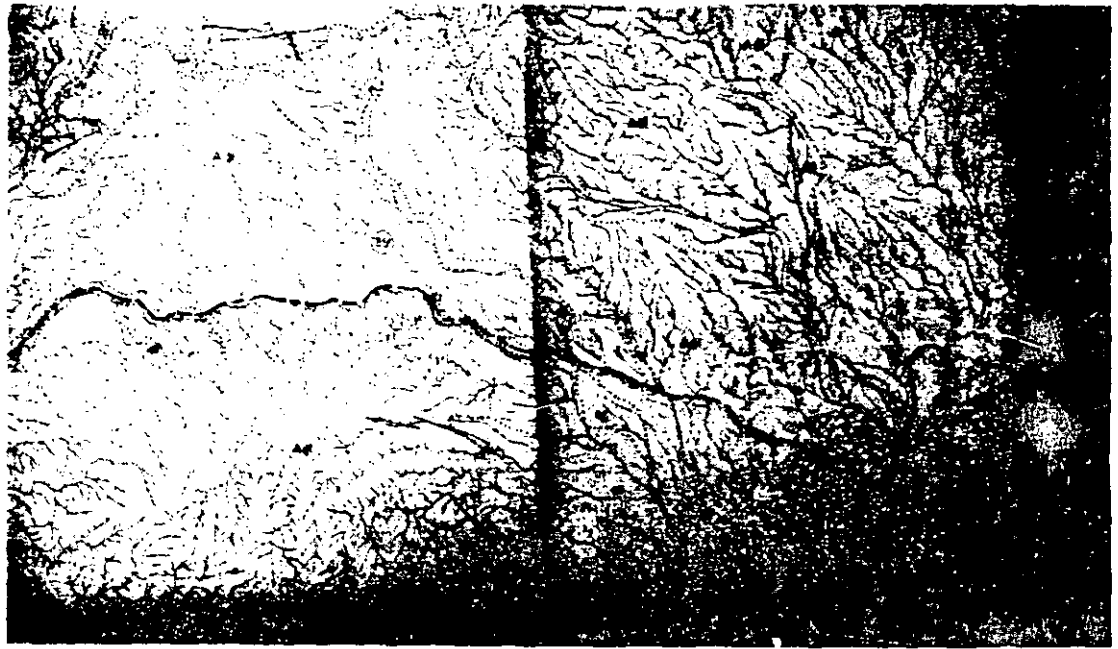


Fig. 7-1 Plano fotogeológico.

cos. para atravesar por las zonas que presenten menos problemas; se tomarán las decisiones en base a estas recomendaciones y a estudios de carácter económico, en los que es de vital importancia el tipo de obra que se esté realizando; por ejemplo, si se trata de aeropuertos o carreteras, y dentro de éstas si son de tipo alimentadoras, secundarias o si se trata de autopistas.

En la etapa del proyecto definitivo, los estudios geotécnicos ya son de carácter particular; se hace un recorrido detallado de la línea proyectada, se realizan sondeos y si es necesario se hacen estudios geofísicos para conocer la estratigrafía de la franja; se deben conocer los espesores de las capas, la clasificación de los materiales, tanto geotécnica como para pago, los coeficientes de variación volumétrica para el estudio de los acarrees y la capacidad de carga del terreno para la cimentación de obras de drenaje mayores y menores. En los lugares en donde sea necesario se recomendará la construcción de drenaje subterráneo, y se harán los estudios de estabilidad de taludes que se requieren para que la obra sea estable.

## TERRAPLENES EN SUELOS BLANDOS

En México se han seguido diferentes prácticas para evitar fallas de talud y asentamiento, cuando se construyen terraplenes en terrenos blandos.

Si se construye un terraplén en un terreno blando, es posible que se presente una falla de talud que lo afecta en parte, como se muestra en la Fig. 7-2. Lo anterior se debe a que las fuerzas resistentes son menores a las fuerzas actuantes; éstas se deben al peso del terraplén y a aquellas a la resistencia, al esfuerzo constante del terreno natural y del terraplén.

### Tendido de talud y construcción de bermas

Para evitar que se presente la falla de talud, en primer lugar, puede pensarse en tender el talud, con lo cual se aumentan las fuerzas resistentes (Fig. 7-3), o sea que el peso de la cuña que se adiciona debe ser tal, que se oponga al deslizamiento del material.

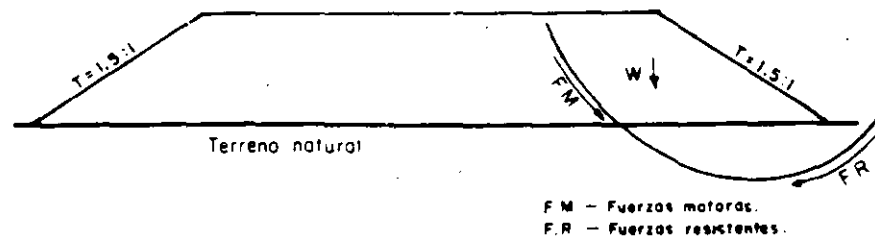


Fig. 7-2 Deslizamiento de talud en un terraplén  $W$  = peso de la cuña;  $F_M$  = fuerzas motoras;  $F_R$  = fuerzas resistentes.

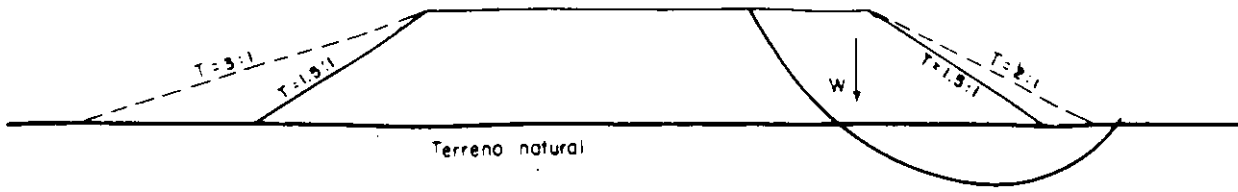


Fig. 7-3 Tendido de talud para evitar la falla.

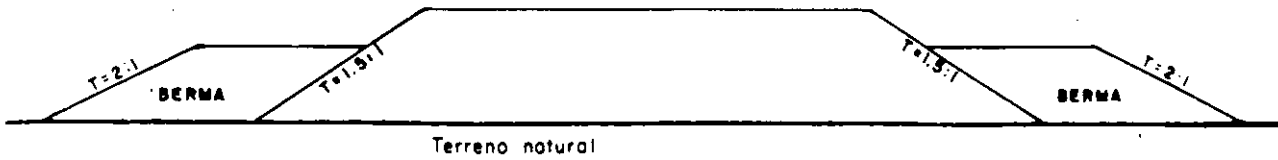


Fig. 7-4 Construcción de berma para evitar la falla de talud.

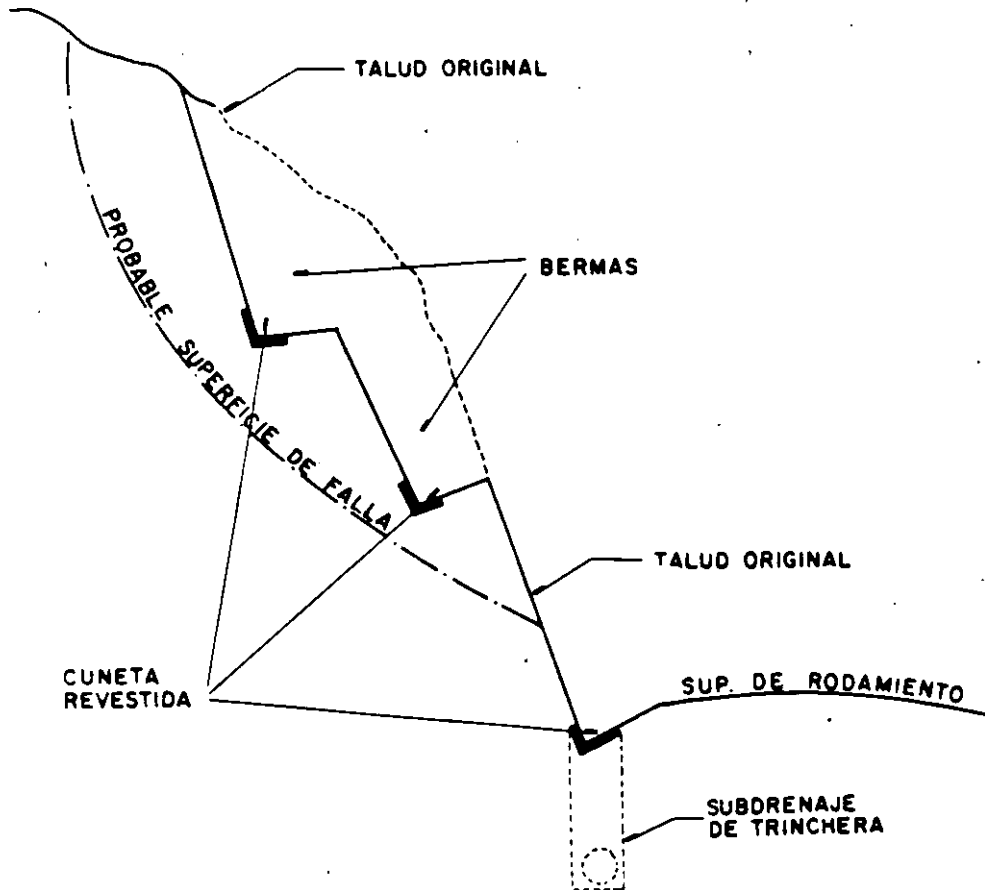


Fig. 7-5 Construcción de bermas en cortes para evitar la falla del talud.



Sin embargo, el peso de la parte superior de esta cuña pudiera disminuir la eficiencia de la solución, porque aumenta las fuerzas motoras; así, de acuerdo a los estudios de círculos de falla, con alguna de las teorías usuales en mecánica de suelos, puede resultar, y de hecho así es, que una solución mejor sería construir una berma como la que se muestra en la Fig. 7-4, ya que la pequeña cuña superior del caso anterior pasa a tener una influencia en la resistencia, haciéndose un mejor uso del material.

En el caso de las paredes de los cortes, en que pueda presentarse falla del talud, también puede utilizarse la primera solución indicada para terraplenes, es decir, el aumento en el valor del talud; pero también se pueden construir bermas; sin embargo, en este caso, la solución se realiza al contrario, pues en vez de realizar un relleno, se hace un corte en la parte superior de la pared, como se ve en la Fig. 7-5, con el fin de disminuir los esfuerzos actuantes.

Este caso debe estar debidamente drenado, para lo que se debe construir una cuneta que descargue en forma adecuada, pues de otra manera es totalmente ineficaz y hasta contraproducente, al propiciar una mayor infiltra-

ción del agua de lluvia, con lo que se puede disminuir aún más la resistencia del suelo al esfuerzo cortante.

### Preconsolidación del terreno natural

Otra solución en terraplenes (Fig. 7-6) es provocar una preconsolidación del terreno natural, y aumentar su resistencia para ello, sobre la franja de terreno blando en la que se construirá la obra, se coloca un volumen de material mayor al necesario; se deja el mayor tiempo posible, quizá por varios años; al cabo de este tiempo, se retira el volumen excedente y se deja la sección de proyecto; con el material sobrante se construyen las bermas que, con seguridad, también se requerirán para asegurar la estabilidad del terraplen; durante el tiempo en que se tiene el volumen de material mayor al de la sección transversal de proyecto, el terreno natural sufre una consolidación y, por tanto, un aumento en su resistencia, con lo que mejorará el comportamiento de la obra.

### Uso de telas plásticas

Lo usual, al construir terraplenes sobre suelos blandos, que pueden ser fondos de lagos antiguos, zonas pantano-

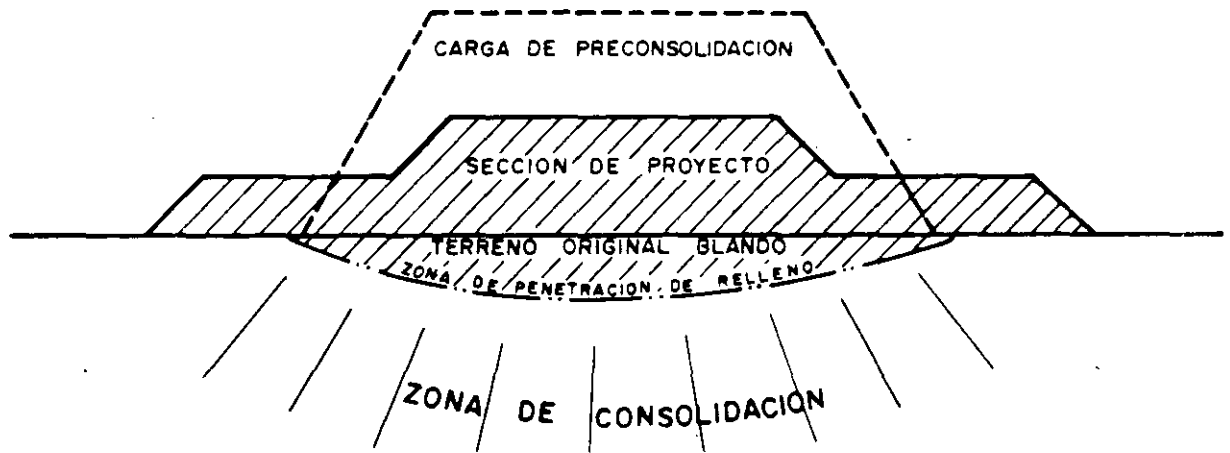


Fig. 7-6 Preconsolidación para aumentar la resistencia del terreno natural.

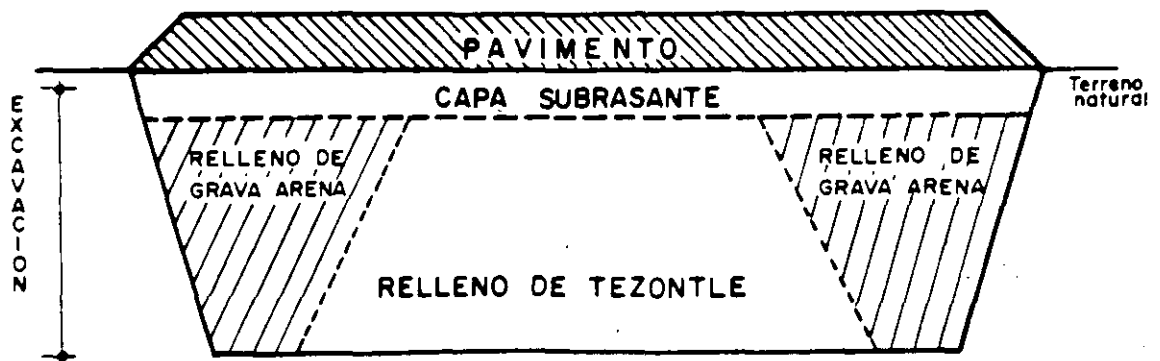
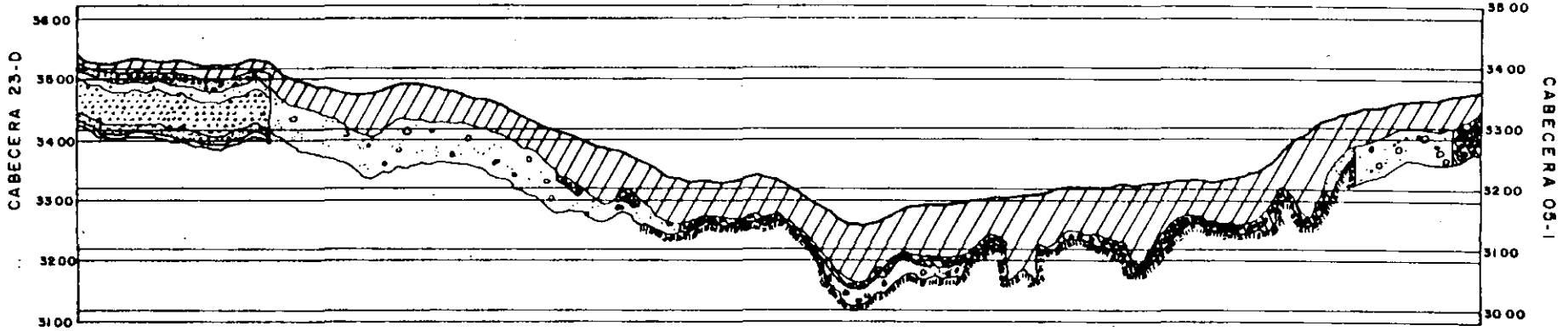
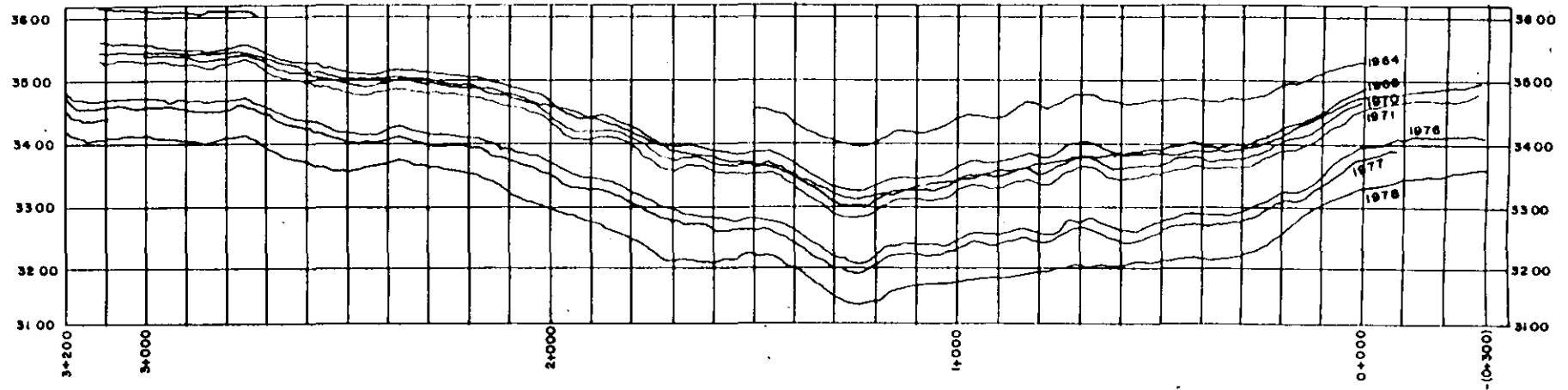


Fig. 7-7 Solución de terraplén flotante o compensación de pesos para la construcción de vías terrestres.

PISTA 051-23D PERFIL.



ESCALA GRÁFICA	NOTAS	REFERENCIAS	SIMBOLOGÍA
<p>0 50 100 200 300 m ESC. HORIZONTAL</p> <p>0 50 100 200 m ESC. VERTICAL</p>	<p>1- Nivelaciones referidas al Banco de Nivel del peñas con elev. de 2,246.74m</p> <p>2- Para referir las cotas radicadas en el plano a elev. 9NM se le agregaran 2,200m. a las mismas.</p> <p>3- Acolaciones en metros.</p>	<p>1- DATOS DE LAS NIVELACIONES PROPORCIONADOS POR LA RESIDENCIA DE OBRAS D. G. A.</p> <p>BASE NEGRA</p>	<p>CARPETA ASFALTICA</p> <p>ARENA</p> <p>TEZONTLE CEMENTADO</p> <p>GRAVACEMENTADA</p> <p>TEZONTLE</p> <p>MACADAM ASFALTICO</p> <p>LOSA CONCRETO HIDRAULICO</p> <p>TEYOLOTE</p>

Fig. 7-8 Perfiles de las pistas del aeropuerto de la ciudad de México, en la que se muestra que la solución de terraplén compensado o flotante ha dado buen resultado.

sas, zonas de inundación, es que parte del material de relleno se incrusta, pudiéndose llegar a que este volumen sea muy grande; a últimas fechas para reducir este volumen se han estado utilizando telas plásticas, que se colocan sobre el terreno natural desmontado; con esto se han reducido las incrustaciones hasta en un 60% y también se reducen las deformaciones posteriores.

Esta técnica, en combinación con otras de las mencionadas, se ha utilizado en la construcción de los accesos a diferentes puentes, como en los del Coatzacoalcos II en el sur del Estado de Veracruz.

### Utilización de plantillas de suelo estabilizado y rígidas

Para aumentar la resistencia del terreno natural, en las avenidas y calles de las zonas habitacionales que se construyen cercanas a la Ciudad de México, sobre el lago de Texcoco, se excava una caja en el terreno natural y se construye una plantilla con alguna de las siguientes variantes:

- a. Suelo estabilizado con cal o cemento Portland.
- b. Concreto hidráulico de  $100 \text{ kg/cm}^2$ .
- c. Concreto hidráulico de  $100 \text{ kg/cm}^2$  con malla de acero.

Sobre esta plantilla se coloca un material para construir la capa subrasante, que habitualmente es un "tepetate" silicoso, y sobre ella se construye el pavimento. Los tres procedimientos han sido eficaces, pero el primero es el más económico.

### Sustitución

En ocasiones, el terreno natural consiste de materiales altamente compresibles, por lo que si su espesor es menor a 1 m se extraen en su totalidad, pero si es bastante mayor a un metro, se acostumbra extraer el material hasta este espesor y entonces se rellena con material de mejor calidad, este procedimiento se denominará de sustitución, y es muy usado en la zona del bajo de México con resultados positivos.

### Terraplenes flotantes o por compensación

La construcción del aeropuerto internacional de la Ciudad de México, que se localiza sobre terrenos disecados del lago de Texcoco, se inició hacia 1925 usando técnicas tradicionales, sin tomar en cuenta la consistencia del terreno natural, así, es lógico que la mayor longitud

de sus pistas hayan sufrido fuertes deformaciones, y, por tanto, en forma constante se tienen trabajos de renovación; sin embargo, a últimas fechas se ha utilizado un procedimiento denominado de terraplén flotante o de compensación de peso.

Este procedimiento consiste en abrir una caja de 1.5 m a 2 m de profundidad a lo largo y ancho de la zona en que se ampliará la pista y se rellena con un material ligero, de tal manera que su peso más el del pavimento se acerque al peso del material natural extraído.

A lo ancho, la caja y el relleno se van haciendo por franjas saltadas a fin de disminuir los problemas de excavación y bombeo del agua que brota. El material ligero llamado "tezontle", y cuya densidad varía de 0.7 a 1.2 se coloca en el 70% del ancho excavado, en la parte central (Fig. 7-7) y las partes extremas correspondientes al 30% restante se rellenan con grava-arena densa, proveniente de un depósito de mina. Con esto, se uniformizan las deformaciones transversales, pues, si sólo se utilizara el material de baja densidad, se tendría una deformación perjudicial hacia el centro. Como se ve en la serie de perfiles mostrados en la Fig. 7-8, las zonas de las pistas construidas con este procedimiento, se han comportado muchísimo mejor que el resto.

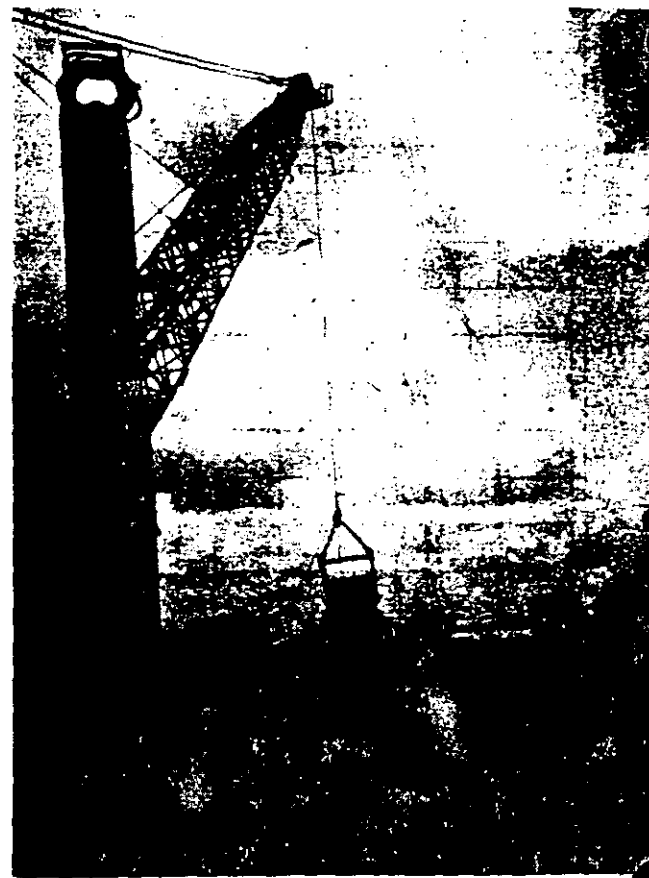
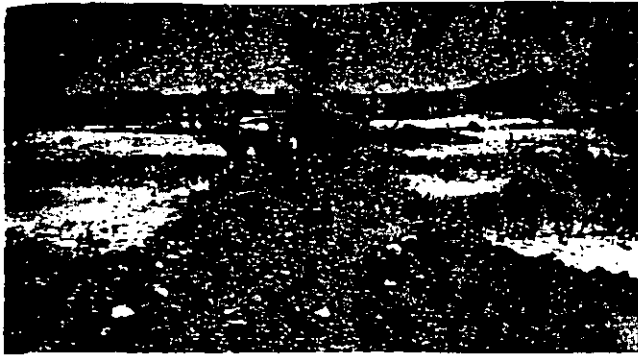


Fig. 7-9 Dragas extrayendo material blando para ser sustituido por material de buena calidad en una zona de pantanos.



**Fig. 7-10** Procedimiento de construcción utilizado en el país desde épocas precortesianas en terrenos planos. Sobre el pantano se coloca una enramada, luego fragmentos de roca y al final material fino para establecer la superficie de rodamiento.

### Desalojo de materiales saturados

Para resolver estos problemas, se tienen otros procedimientos como son, desalojar el material blando para el cual existen diferentes formas, como es la extracción por medio de palas y dragas (Fig. 7-9); otro procedimiento muy utilizado en zonas pantanosas es ir retirando el material, mientras avanza el relleno, por medio de explosiones de pequeñas cargas de dinamita.

Claro está, que estos procedimientos pueden utilizarse en forma combinada (Fig. 7-10) para obtener los mejores resultados posibles, y como ya se dijo, se requieren pruebas triaxiales y de consolidación, así como realizar los estudios de mecánica de suelos, para tener la mejor solución.

### Compactación del terreno natural

Cuando el terreno natural tiene una compactación baja, y está suelto, sin estructuración, conviene compactarlo para darle la resistencia adecuada en un espesor mínimo de 30 cm; sin embargo, cuando el terreno tiene cierta estructura, se deben hacer estudios con el fin de ver si es

necesario o no compactarlo, pues en ocasiones, al efectuar este tratamiento, se rompe su estructura y el resultado es contraproducente.

## PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION EN EL TERRENO NATURAL

El procedimiento de construcción en el terreno natural consta de tres fases que son: desmonte, despálme y compactación, si se requiere.

### Desmonte

El desmonte consiste en quitar toda la vegetación dentro del derecho de vía; se incluye en este trabajo el desenraice; en caso de que al desenraizar queden hoyos, éstos se rellenarán con material de buena calidad, compactando adecuadamente.

### Despálme y compactación

Una vez desmontado el terreno natural, se procede a extraer la capa de material que contenga materia vegetal; el espesor de esta capa puede variar de 10 a 50 cm y puede llegar a un metro si se tiene un espesor fuerte de material altamente compresible. A esta etapa se le denomina despálme.

En seguida, sólo si se requiere, se compactará el terreno natural, y cuando se hace, en general, se llega al 90% del PVSM.

La capacidad de carga del terreno natural es un factor fundamental en la elección de ruta para caminos tipo C o de los de bajo costo, pues en general para éstos, es más conveniente rodear las zonas pantanosas, fondos de lagos antiguos, con baja resistencia al esfuerzo cortante; en cambio, para caminos tipo A o autopistas, lo más probable es que se justifique mantener la dirección general de la obra y resolver por medio de la geotecnia los problemas que se presenten.



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

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

Del 19 al 21 de Octubre de 1994

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES  
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

**TERRACERIAS**

Morelia, Michoacan

1994

## Terracerías

### DEFINICION Y PARTES QUE LAS FORMAN

Las terracerías pueden ser definidas como los volúmenes de materiales que se extraen o sirven de relleno para la construcción de una vía terrestre; la extracción puede hacerse a lo largo de la línea de la obra y si este volumen se usa en la construcción de los terraplenes o los rellenos, se dice que se tienen terracerías compensadas; el volumen de corte que no se usa, se denomina desperdicio. Si el volumen que se extrae en la línea no es suficiente para construir los terraplenes o los rellenos, se necesita extraer material fuera de ella o sea en zonas de préstamos; si estas zonas están cercanas a la obra, del orden de los 10 a los 100 m a partir del centro de la línea, se llaman préstamos latera-

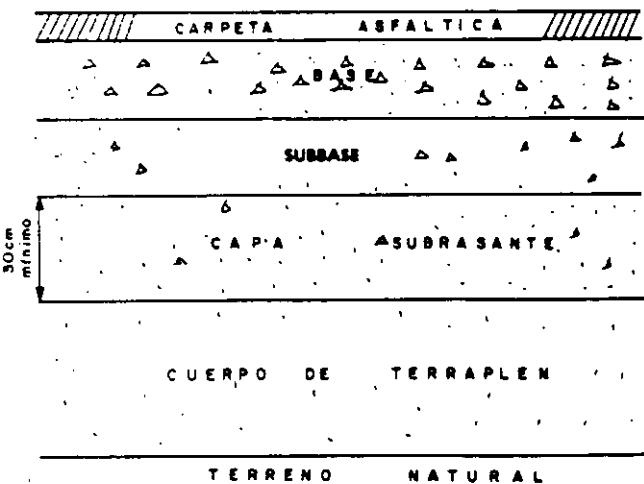


Fig. 8-1 Sección transversal en terraplén de una obra vial con volumen de tránsito hasta de 5000 vehículos diarios. Las terracerías se componen del cuerpo del terraplén y la capa subrasante en la parte superior. El pavimento se coloca sobre esta capa.

les; si estas zonas se encuentran a más de 100 m son préstamos de banco.

Las terracerías en terraplén se dividen en dos zonas (Fig. 8-1); el cuerpo del terraplén que es la parte inferior, y la capa subrasante que se coloca sobre la anterior; con un espesor mínimo de 30 cm. A su vez, cuando el tránsito que va a operar sobre el camino es mayor a 5000 vehículos diarios, al cuerpo del terraplén se le colocan los últimos 50 cm, con material compactable, y esta capa se denomina capa subyacente (Fig. 8-2).

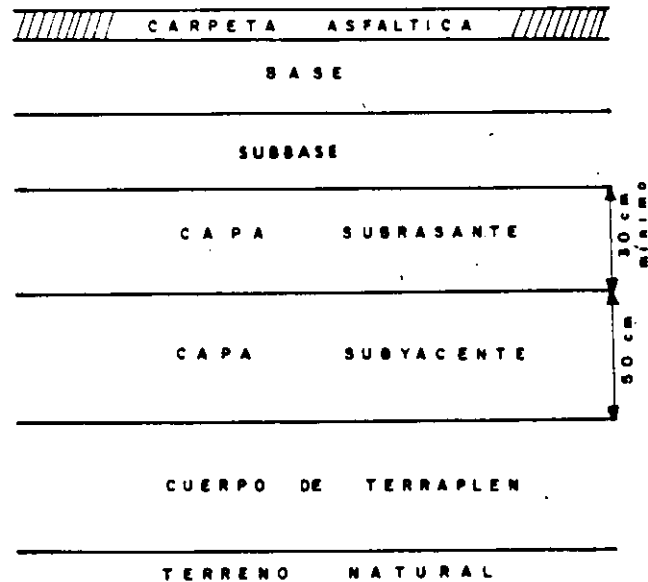


Fig. 8-2 Sección transversal en terraplén de una obra vial con volumen de tránsito mayor de 5000 vehículos diarios. Las terracerías se componen del cuerpo del terraplén en la parte inferior; en seguida, se encuentra la capa subyacente de 50 cm de espesor y se coloca la capa subrasante con 30 cm mínimos de espesor; sobre esta última capa se coloca el pavimento.

## FINALIDAD Y CARACTERISTICAS DE LAS TERRACERIAS

Las características y funciones de los materiales que se utilizan en estas capas de las terracerías son como sigue:

### Cuerpo del terraplén

La finalidad de esta parte de la estructura de una vía terrestre es dar la altura necesaria para satisfacer principalmente las especificaciones geométricas, sobre todo en lo relativo a pendiente longitudinal, la de resistir las cargas del tránsito transferidas por las capas superiores, y distribuir los esfuerzos a través de su espesor, para transmitirlos, en forma adecuada, al terreno natural de acuerdo a su resistencia.

Los materiales que se pueden utilizar para la construcción del cuerpo del terraplén, pueden tener tamaños máximos hasta de 75 cm; para los suelos, hasta hace poco tiempo se aceptaba que tuvieran un límite líquido menor a 100%, pero en la actualidad, los proyectistas exigen que este valor sea menor a 70%, aunque algunos autores, sin base alguna de control de calidad y en forma muy conservadora, indican que este valor debe ser de 40%, y que no se deben utilizar materiales con más de 30% de partículas, pasando por mallas 200; sin embargo, en forma contradictoria admiten valores relativos de soporte de 5% como mínimo, en especímenes compactados al 95%, del PVSM que son típicos de suelos de muy mala calidad, bastante lejos de lo que corresponde a los materiales con la granulometría y plasticidad que piden.

Los materiales que se utilizan en la construcción del cuerpo del terraplén, se dividen en dos: materiales compactables y no compactables. En realidad, esta denominación no es correcta, pues todos los materiales son susceptibles de compactarse; sin embargo, la clasificación se hace en base a la facilidad de los materiales a ser compactados por los métodos usuales, así como para medir el grado alcanzado.

Se dice que un material es compactable, cuando después de disgregado tiene menos de 20% de retenido en malla de 7.5 cm (3 plg), pero menos de 5% de retenido en malla de 15 cm (6 plg). Los materiales no compactables son los que no tienen las características anotadas.

### Construcción del cuerpo del terraplén

El acomodo de los materiales puede realizarse de tres maneras diferentes:

1. Cuando los materiales son compactables, se les debe dar este tratamiento con el equipo que corresponde según su calidad; en general, el grado de compactación de estos materiales en el cuerpo del terraplén será del

90%; el espesor de las capas será de acuerdo al equipo de construcción.

2. Si los materiales no son compactables, se forma una capa cuyo espesor sea casi igual al del tamaño de los fragmentos de roca; pero no menos de 15 cm; sobre esta capa debe pasar un tractor de orugas, tres veces por cada punto de la superficie con movimientos en zigzag; es conveniente que para mejorar el acomodo, se proporcione agua en una cantidad de 100-1 por m<sup>3</sup> de material.

3. Si se requiere realizar rellenos en barrancas angostas y profundas, en donde no sea fácil el acceso del equipo de acomodo o compactación, se permite que el material se coloque a volteo, hasta una altura en que ya pueda operar el equipo.

Cuando el tránsito que va a soportar un camino, es mayor a 5000 vehículos por día, como ya se dijo, los 50 cm superiores del cuerpo del terraplén, se construirán con material compactable y se les dará este tratamiento hasta alcanzar un grado del 95% de PVSM; si el material con que se construyó la parte inferior también es compactable, la diferencia sólo será el grado de compactación que tendrán cada una de ellas.

## CAPA SUBRASANTE

### Características de la capa subrasante

En cuanto a la capa subrasante, ésta apareció oficialmente en las especificaciones mexicanas en 1957, y sus características mínimas deben ser:

Espesor de la capa: 30 cm mínimo.

Tamaño máximo: 7.5 cm (3 plg).

Grado de compactación 95%: del PVSM.

Valor relativo de soporte: 15% mínimo.

Expansión máxima 5%.

Estos dos últimos valores se deben obtener por medio de la prueba de Porter estándar. Hasta la fecha, las especificaciones marcan para las dos últimas características valores de 5% mínimo y 5% máximo, respectivamente, pero los proyectistas están exigiendo los marcados con anterioridad; sin embargo, estas características deben adecuarse a la función que tendrá esta capa en la obra.

### Funciones de la capa subrasante

Las principales funciones que puede desempeñar esta capa son las siguientes:

1. Recibir y resistir las cargas del tránsito, que le son transmitidas por el pavimento.

2. Transmitir y distribuir adecuadamente las cargas del tránsito al cuerpo del terraplén.

Estas dos funciones son de tipo estructural, y son comunes a todas las capas de las secciones transversales de una vía terrestre.

3. Evitar que cuando el cuerpo del terraplén esté formado de materiales finos plásticos, éstos contaminen el pavimento. El tamaño de las partículas deberá estar entre las finas correspondientes al cuerpo del terraplén, y las granulares del pavimento.
4. Evitar que el pavimento sea absorbido por las terracerías, cuando éstas estén formadas principalmente por fragmentos de roca (pedraplenes). En este caso, la granulometría del material debe ser intermedia entre los fragmentos de roca del cuerpo del terraplén, y los granulares del pavimento (base o subbase).
5. Evitar que las imperfecciones de la cama de los cortes se reflejen en la superficie de rodamiento.
6. Uniformar los espesores de pavimento, principalmente cuando se tiene mucha variación de los materiales de terracería, a lo largo del camino.
7. Economizar espesores de pavimento, en especial cuando los materiales de las terracerías requieren un espesor grande.

### Proyecto geométrico de la subrasante

La parte superior de la capa subrasante coincide con la subrasante o línea subrasante del proyecto geométrico, la cual, como ya se ha dicho, debe cumplir con las especificaciones de pendiente longitudinal para la obra. Esta línea subrasante marca la altura de las terracerías y, por tanto, su espesor: la mayoría de las veces, es mayor que el necesario estructuralmente.

El proyecto geométrico de la subrasante económica debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a. Las especificaciones de la pendiente longitudinal de la obra.
- b. Debe tener la suficiente altura, para dar cabida a las obras de drenaje.
- c. Debe tener la suficiente altura, para que el agua capilar no afecte al pavimento.
- d. Debe provocar los acarrees más económicos posibles.

Por tanto, los elementos que la definen son de carácter topográfico, geométrico y de costos.

### Construcción de la capa subrasante

En cuanto a los procedimientos de construcción, la compactación se debe realizar utilizando el equipo más ade-

cuado, de acuerdo a sus características, como se indicó en el Cap. 6. En forma general, se construye mediante dos capas de 15 cm de espesor mínimo.

Como ya se explicó cuando los materiales que se encuentran en las zonas cercanas a la obra no cumplan con las características marcadas en las normas, se requiere estabilizarlos en forma adecuada, ya sea mecánica o químicamente; en otras ocasiones, para construir las terracerías, es necesario formar caja y sustituir el material extraído por otro de características adecuadas; a menudo éste es el caso para construir la capa subrasante en cortes.

A veces, se tiene que el material de los cortes es adecuado para utilizarse en la capa subrasante, por lo que éste no debe acarrear de préstamos de banco, sino que se utiliza el mismo material, y para que no se tengan salientes en la cama de corte y que la compactación sea constante, se escarifican 15 cm del material, se humedece en forma homogénea, se extiende dando el bombeo o sobre-elevación de proyecto y se compacta a 95% de su PVS.M.

## TERRACERIAS EN CAMINOS DE BAJO VOLUMEN DE TRANSITO

En lo que respecta a caminos de bajo costo, o sea, aquéllos que tienen un movimiento máximo de 100 vehículos al día, se deben construir de tal forma, que aseguren el tránsito durante todas las épocas del año, para lo cual debe estar resuelto completamente su drenaje artificial y tener una superficie de rodamiento adecuada.

Para proporcionar esta superficie de rodamiento, estos caminos se deben construir de tal forma, que cuenten con pendientes longitudinales adecuadas para este tipo, que en zonas montañosas pueden llegar a tener valores hasta del 15% y curvaturas de 65° máximo.

El criterio del proyectista tiene mucha importancia en esta clase de caminos, porque si nota que la zona de influencia se puede desarrollar en muy poco tiempo, o que el tramo de que se trata formará parte de un camino troncal, las especificaciones serán más rígidas; en caso contrario, las especificaciones a usar serán de tipo brecha.

Si el espesor general de las terracerías es menor a 40 cm, éstas pueden colocarse a volteo con el acomodo que proporcione el equipo de acarreo; si la altura es mayor a la indicada, se deberá utilizar el equipo de compactación adecuado y alcanzar un grado del 90%.

Cuando las terracerías son bajas, con el material que se extrae al formar las cunetas se pueden conformar las terracerías, dando las pendientes transversales necesarias; este trabajo puede realizarse a mano, o con maquinaria, aunque se ha visto que esta última es económicamente aceptable cuando los volúmenes a mover son mayores a una cantidad cercana a los 5000 m<sup>3</sup>/km en promedio.

Sobre las terracerías se colocará el revestimiento que de preferencia debe ser granular, con las característi-



Características	Zona en que se clasifica el material de acuerdo a su granulometría		
	1	2	3
Tamaño máximo	7.5 cm	7.5 cm	7.5 cm
Contracción lineal (porcentaje, máx.)	7.5	5.0	4.0
Valor relativo de soporte (prueba Porter estándar) (porcentaje, min.)	30	30	30
Valor cementante (kg/cm <sup>2</sup> , min)	8.0	6.5	5.0

Fig. 8-3 Cuadro que muestra las características para el revestimiento para caminos con bajo volumen de tránsito (hasta 500 vehículos diarios).

cas de resistencia (VRS), plasticidad y valor cementante que se marca en la Fig. 8-3.

Para este tipo de caminos, se debe hacer hincapié en que los materiales inertes, sin valor cementante, no son adecuados para ser usados como revestimiento provisional. Además, las partículas deben ser duras, debiéndose desechar materiales como lutitas, argiritas, "choy", etc. que aunque en los bancos parecen duros, se intemperizan muy rápidamente.

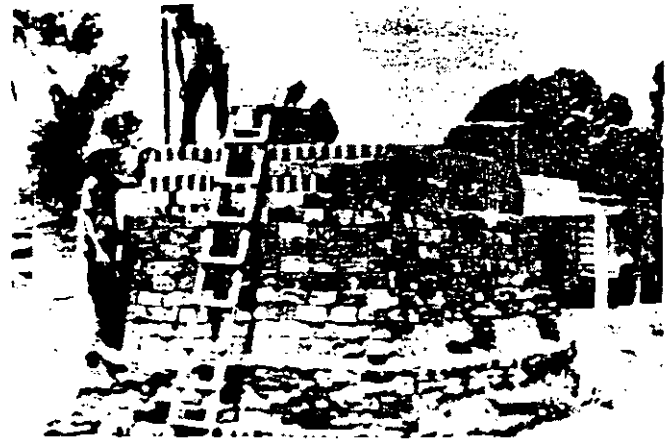


Fig. 8-4 Horno "hechizo" para calcinar arcilla para fabricar revestimiento para caminos de bajo volumen de tránsito en zonas en que no es fácil obtener material natural adecuado.

Es común en las zonas montañosas, con alto régimen pluviométrico y con terracería de tipo plástico, la conservación se torna demasiado cara, ya que el revestimiento se incrusta en el terreno natural; por tal motivo es conveniente que se mejore este último, desde la construcción, mediante estabilización con cal hidratada o cemento Portland, en un espesor de 15 cm y sobre esta capa se coloca el revestimiento.

Tipos de tratamientos recomendados en caminos rurales

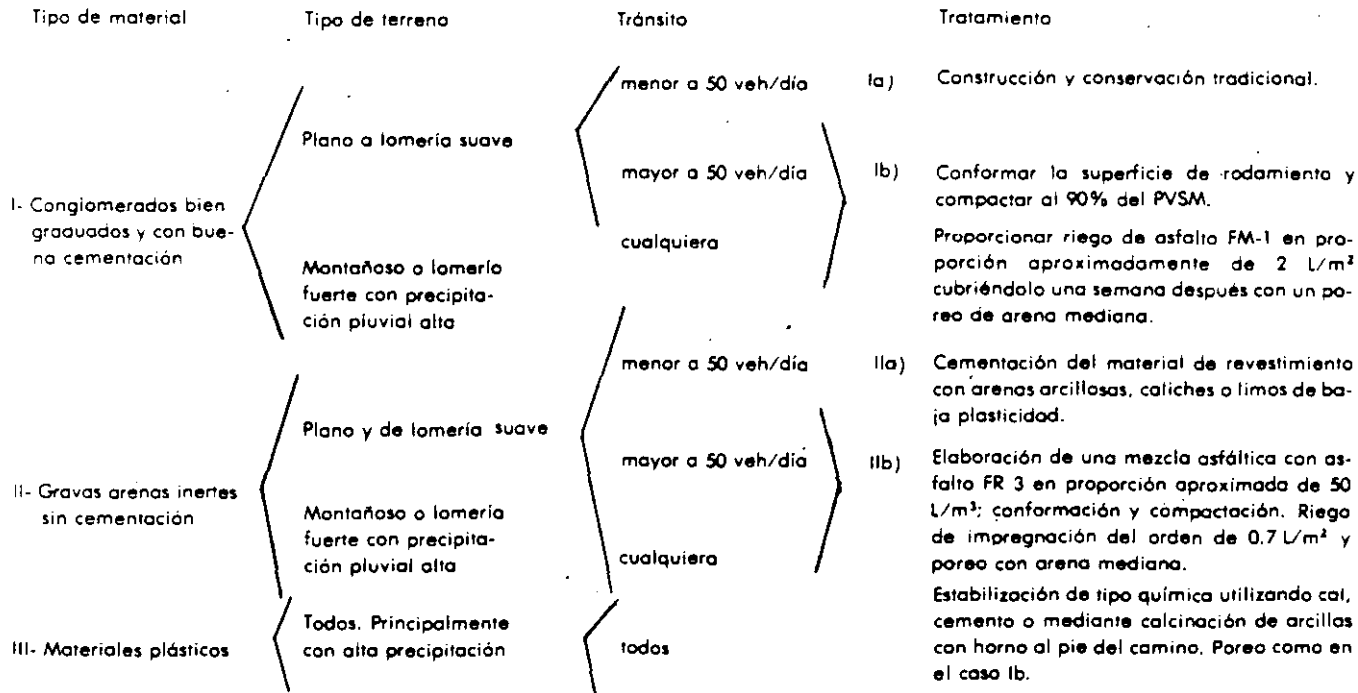


Fig. 8-5 Cuadro que muestra los tratamientos que se pueden dar a los materiales locales para hacerlos adecuados y ser usados como revestimiento de caminos de bajo volumen de tránsito.

Existen zonas en que no se tienen materiales adecuados para revestimiento, principalmente por su dureza; en estos casos, la superficie de rodamiento puede construirse mezclando al material natural, por plástico que sea, 30% de gravas acarreadas de bancos adecuados, y 5% de cal hidratada o cemento Portland. También se puede calcinar arcilla en forma de tabiques para después triturarlos por medio de una pequeña trituradora de quijadas. Se pueden tener hornos "hechizos" cuando más a cada 2 km a lo largo del camino (Fig. 8-4).

En otras ocasiones, como en las zonas desérticas, sí se tienen materiales duros, pero normalmente inertes y no se cuenta con materiales para cementarlos; si se usan los materiales en esas condiciones puede ser que el tránsito los desaloje hacia la orilla o que se formen ondulamientos transversales al camino, que hacen que el tránsito sea incómodo y peligroso. En estos casos, lo más adecuado es mezclarles asfalto FR3 en cantidades de 60 L/m<sup>2</sup> de material pétreo (80% del asfalto necesario para carpetas asfálticas) para darle suficiente cohesión, y una vez extendido y compactado, se le da un poreo, regando superficialmente 2.0 L/m<sup>2</sup> de FR3 y cubriéndolo con arena de la región.

En zonas costeras en las que se cuenta con arenas de playa, la superficie de rodamiento puede formarse con

ella, estabilizándola con asfalto FR3 en proporción de 100 a 120 L/m<sup>3</sup>, sin necesidad de poreo posterior.

En la Fig. 8-5 se resumen estos tratamientos para superficie de rodamiento de caminos de bajo costo.

## TALUDES EN TERRAPLENES Y CORTES DE CAMINOS

Para cualquier tipo de vía terrestre, se deben proyectar los taludes de terraplén y corte de acuerdo a los materiales del terreno natural y los de relleno.

En cortes, los taludes usuales son de 0 para roca firme; de 1/4:1 para pizarras, lutitas, calizas, (material estratificado y consolidado), con echados horizontales o que no pongan en peligro la estabilidad (geológicamente se dice que son echados en contra del camino); de 1/2:1 en tepetates, arcillas o rocas fisuradas.

En cuanto a los taludes de terraplenes, en general se utilizan de 1.5:1, sin embargo, cuando se forman con arena de médano o de playa es conveniente utilizar valores de 3:1 hasta 5:1, ya que el agua de lluvia los erosiona mucho (Fig. 8-6), además, en todos los casos, pero principalmente con materiales inertes es necesario se provoque el crecimiento de hierba para una mejor protección.



Fig. 8-6 Fotografía que muestra los estragos del agua de lluvia a un terraplén construido con arena de playa y a pesar de tener una protección superficial de arena estabilizada con asfalto.

Los ingenieros especialistas en geotecnia deben presentar las recomendaciones de los taludes que se deben proporcionar en cortes y terraplenes, que en general lo hacen en base a su experiencia; sin embargo, si es neces-

rio, deberán hacer estudios de mecánica de suelos basados en los resultados de pruebas triaxiales para conocer la resistencia al esfuerzo cortante y recomendar los taludes convenientes.



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

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

Del 19 al 21 de Octubre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES  
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**BASES Y SUBBASES**

Morelia, Michoacan

1994

# Bases y Subbases

## CAPAS DE LOS PAVIMENTOS

En caminos y aeropuertos, sobre la capa subrasante se construye el pavimento, que en el tipo flexible está constituido por subbase, base y carpeta aunque en algunas ocasiones no se requiere (Fig. 9-1); los de tipo rígido están formados por una subbase y la losa de concreto hidráulico.

## FUNCIONES DE BASES Y SUBBASES

Las subbases y las bases tienen finalidades y características semejantes, sin embargo, las primeras pueden ser de menor calidad:

Las funciones de estas capas:

a. Recibir y resistir las cargas del tránsito a través de la capa que constituye la superficie de rodamiento (carpeta asfáltica o losa).

- b. Transmitir, adecuadamente distribuidas, estas cargas a las terracerías.
- c. Impedir que la humedad de las terracerías ascienda por capilaridad.
- d. En caso de que haya alguna introducción de agua por la parte superior, permitir que ésta descienda hasta la capa subrasante en la que por el efecto del bombeo, o sobreelevación, sea desalojada hacia el exterior.

## CARACTERÍSTICAS DE BASES Y SUBBASES

Las características de estos materiales, en cuanto a resistencia (VRS de la Porter estándar), plasticidad (contracción lineal) y valor cementante, se indican en las Figs. 9-2 y 9-3; estas características, que son las más importantes para estos materiales, se deben cumplir en forma simultánea.

Se debe hacer la aclaración que en este caso, aunque las normas marcan que la granulometría tenga una forma semejante a la que marcan las fronteras de las zonas 1, 2 y 3, la realidad es que no es de mucha importancia si es que se cumplen las características que se marcan en los cuadros mencionados; sin embargo, si estas características no se cumplen y se mejora la granulometría, por ejemplo, con una estabilización mecánica, se puede mejorar la resistencia; así, la granulometría nos sirve como un índice para decidir la forma de realizar el mejoramiento.

Esta, es una ocasión inmejorable para insistir en que el valor cementante en una base es indispensable para dar sustentación adecuada a las carpetas asfálticas delgadas como las que se construyen en el país, que varían entre 2 y 8 cm. En estos casos si las bases se construyen con materiales inertes, a poco de abrirse el camino, el tránsito pro-



Fig. 9-1 Fotografía que muestra las capas que componen un pavimento flexible: carpeta asfáltica, base y subbase, que se construyen sobre la capa de subrasante.

MATERIALES DE SUBBASE

CARACTERÍSTICAS	ZONAS EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRÍA		
	1	2	3
Contracción lineal, en porcentaje (Max.)	6.0	4.5	3.0
Valor cementante, para materiales angulosos en kg/cm <sup>2</sup> (Min.)	3.5	3.0	2.5
Valor cementante, para materiales redondeados y lisos en kg/cm <sup>2</sup> (Min.)	5.5	4.5	3.5
Valor relativo de soporte estándar saturado, en porcentaje	50 Min.		
Equivalente de arena, en porcentaje	20 Min. (Tentativo)		

ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS PARA MATERIALES DE SUBBASE Y BASE

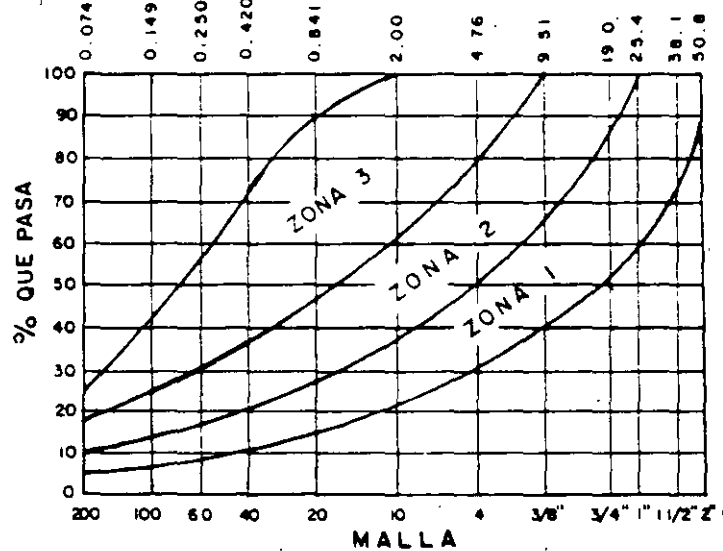


Fig. 9-2 (a) Características de calidad que se requieren en los materiales que se utilizarán como subbases de pavimento. (b) Zonas granulométricas a las que se refieren las especificaciones de base y subbase.

voca deformaciones rítmicas transversales, que en lenguaje de caminos se denominan "permanentes".

**BASES CEMENTADAS**

Si los materiales que se van a utilizar para subbase y bases en caminos con menos de 3000 vehículos diarios, no tienen suficiente valor cementante, pueden estabilizarse mecánicamente mezclándoles materiales de baja plasticidad, o sea materiales con límite líquido menor a 18% o

contracción lineal menor a 6.5%. Debe tenerse especial cuidado en que al cementarse un material en la forma indicada, no disminuya su resistencia ni aumente la plasticidad más allá de lo que marcan las normas.

Por estudios realizados en el país y en el extranjero, al aumentar finos en un material inerte, la resistencia aumenta hasta un límite para luego disminuir; sin embargo, hay un rango, como se ve en las Figs. 9-4 y 9-5, en el que las resistencias de las mezclas son iguales o mayores a las de los materiales inertes, lo que a los autores que impugnan esta característica les parece aceptable.

MATERIALES DE BASE

CARACTERISTICAS	ZONAS EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRIA		
	1	2	3
Limite liquido en porcentaje (Max.)	30	30	30
Contracción lineal, en porcentaje (Max.)	4.5	3.5	2.0
Valor cementante, para materiales angulosos, en kg/cm <sup>2</sup> (Min.)	3.5	3.0	2.5
Valor cementante, para materiales redondeados y lisos en kg/cm <sup>2</sup> (Min.)	5.5	4.5	3.5

MATERIALES DE BASE

PARA EMPLEARSE EN	INTENSIDAD DE TRANSITO EN AMBOS SENTIDOS	Valor relativo de soporte estándar	Equivalente de arena (tentativo)	Indice de durabilidad (tentativo)
CARRETERAS	Hasta 1 000 vehículos pesados al día (Min.)	80	30	35
	Más de 1 000 Vehículos pesados al día (Min.)	100	50	40
AEROPISTAS PARA AERONAVES CON PESO TOTAL	Hasta 20 ton (min.)	80	35	35
	Más de 20 ton (min.)	100	50	40

Fig. 9-3 Características de calidad que se requieren en los materiales que se utilizarán como bases de pavimento.

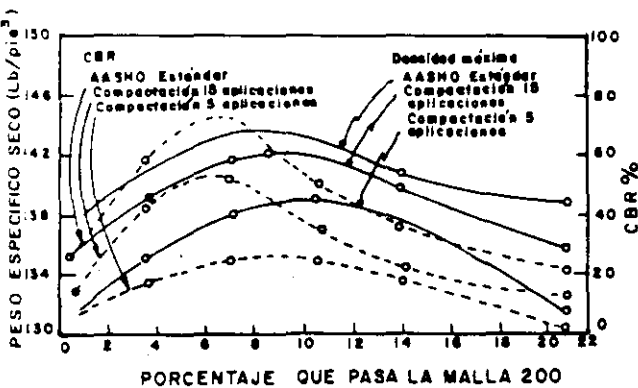


Fig. 9-4 Variación del VRS y PVS de una grava al proporcionar diferentes porcentajes de finos; nótese cómo aumenta la resistencia hasta un máximo y que existe un margen de porcentajes en que la resistencia es mayor o igual a la inicial (De Principles Of Pavement Design, Yoder y Wirczak, John Wiley, 1975).

BASES MEJORADAS CON CEMENTO PORTLAND, CAL O ASFALTO

Las bases sobre las cuales se construye una carpeta de concreto asfáltico, deben tener un módulo de elasticidad semejantes al de esta última, por lo que conviene estabilizarlas, mezclándoles cal hidratada o cemento Portland, pues de lo contrario con pequeñas deformaciones de la base, la carpeta se puede agrietar en forma prematura. También se pueden construir bases alfélicas (tamaño máximo hasta de 5 cm).

Las características anteriores pueden observarse en la Fig. 9-6, en donde se ve que cuando las carpetas son delgadas, los esfuerzos tangenciales aumentan de un modo considerable, y que lo mismo sucede si los módulos de elasticidad de las carpetas y de las bases son bastante diferentes.

Como ya se dijo en el Cap. 4, si se usa cemento Portland para aumentar el módulo de elasticidad de los

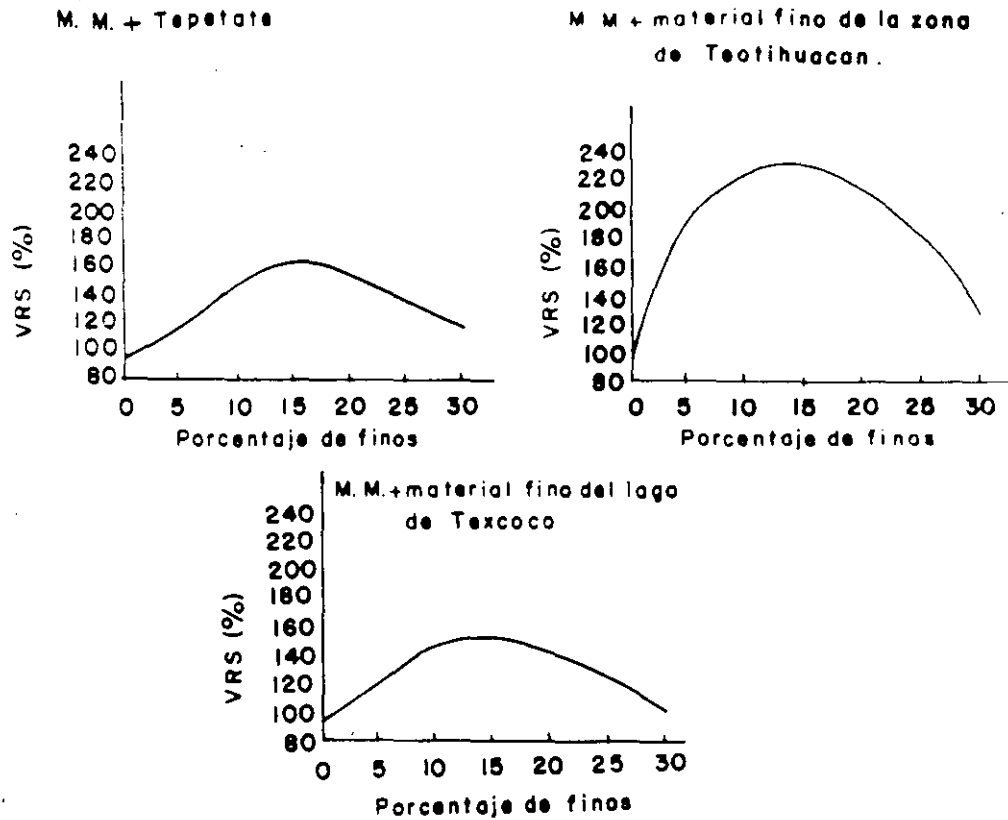
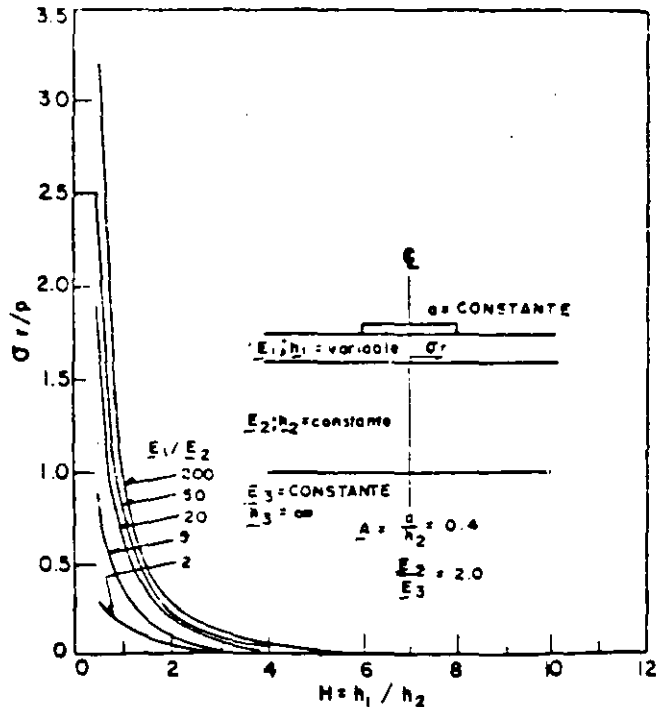


Fig. 9-5 Variación del VRS de una grava-arenosa al agregarle diferentes porcentajes de materiales finos (a) tepetate, (b) limo arcilloso de Teotihuacan y (c) limo arcilloso del lago de Texcoco. (De tesis profesional del Ing. Efrén M. Borja G. E.N.E.P. Aragón, 1984).



materiales de base, se pueden utilizar los procedimientos de suelo mejorado o de suelo cementado; con el segundo, se alcanza una resistencia mayor; sin embargo, es posible que aparezcan agrietamientos semejantes a los del concreto hidráulico, formando cuadros de 5 a 7 m por lado que se reflejan en el concreto asfáltico, lo cual no es en sí una falla; en este caso, el riego de sello se dará después que se presente este agrietamiento, con lo que se obtiene un buen calafateo, además de las características propias de este tratamiento como los son: proporcionar suficiente adherencia con las llantas de los vehículos y servir como superficie de desgaste.

Cuando se utiliza el procedimiento de suelo mejorado se tienen menos problemas, aunque la resistencia de la base es menor que en el caso anterior, lo que debe tomarse en cuenta en la estructuración del pavimento, si es que los espesores de proyecto se corrigen en relación con la calidad de los materiales que se usen.

Fig. 9-6 Gráficas que muestran que el esfuerzo cortante en la superficie que se encuentra entre la carpeta asfáltica y la base, aumenta en forma considerable al disminuir el espesor de la carpeta ( $h$ ) (De Principles of Pavement Design. Yoder Witzak, John Wiley, 1975).



Con la misma finalidad, de tener una base con características semejantes a las del concreto asfáltico, es posible construir bases "negras" o asfálticas que pueden producirse en plantas en "frío" (utilizando FR3 o emulsiones) o lo que es menos común y recomendable, en "caliente" (con cemento asfáltico); en estas bases se usan materiales pétreos hasta de 4 cm (1.5 plg) o 5 cm (2 plg) de tamaño máximo y con 40% menos asfalto que el utilizado para carpetas.

## PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION PARA LAS BASES Y SUBBASES

Los procedimientos de construcción para las bases y las subbases, incluyendo las etapas de muestreo y pruebas preliminares, son como sigue:

a. Exploración. Se requiere efectuar una exploración completa de la zona en que se construirá la obra vial, a fin de encontrar posibles bancos para pavimentación. Para este fin es muy útil poder hacer uso de las fotografías aéreas, los reconocimientos de tipo terrestre, ya sea que se realicen a pie, en vehículo o a lomo de bestias.

Los materiales que se pueden utilizar para la construcción de bases o subbases de pavimento varían desde gravas, arenas de río o depósitos (aglomerados) o materiales ligeros o fuertemente cementados (conglomerados) o roca masiva. Existen materiales que aunque son finos, como el "sascab" de la Península de Yucatán, de origen calcáreo, que cuando son de baja plasticidad, se comportan muy bien en estas capas; en cambio otros materiales que

a simple vista parecen resistentes, pueden comportarse mal en las bases, como son los materiales pumíticos, que por un lado son fácilmente deleznable y al desmoronarse producen cambios volumétricos de las capas y, por otro lado, son de tipo resiliente, es decir, que presentan rebote, o sea que bajo las cargas reducen su volumen en forma importante, pero al cesar la carga lo recobran; materiales como éstos son los "jales" que existen alrededor de Guadalajara, Jal., la piedra "pómez" o el "tezontle" tan abundante en la zona del eje volcánico, desde Colima hasta Veracruz. Estos pueden utilizarse en subbases o terracerías, si están empacadas en materiales finos, como tepetates de plasticidad aceptable. Hay otros que son muy duros al extraerse, pero que se intemperizan con facilidad, como las lutitas, las pizarras, el "choy", que no deben usarse en bases o subbases a menos que se utilicen en zonas francamente áridas.

b. Muestreo, pruebas de laboratorio. Elección de bancos. Una vez que se han localizado probables bancos, se realizan sondeos preliminares, para tener idea de la calidad de los materiales, y si los resultados son positivos, se realizan sondeos definitivos en mayor número que los anteriores, para conocer la extensión del banco y la variabilidad del material. Los sondeos pueden ser a cielo abierto (Fig. 9-7), cuya profundidad varía de 2 a 4 m en materiales poco o nada cementados; para materiales con regular cementación y rocas, se realizan perforaciones con máquina rotatoria.

Realizados los sondeos, se efectúan los muestreos, que pueden ser en forma estratificada o integrales cuando se toman de los sondeos a cielo abierto o de frentes de ataque de bancos antiguos. De las máquinas rotatorias se toman como muestra los trozos de materiales que se recuperan en los tubos utilizados. A los materiales muestreados se realizan las pruebas necesarias y de acuerdo a los resultados y a la localización se hace la elección definitiva de bancos.

c. Extracción y acarreo de materiales. Para realizar la extracción de los materiales, se debe tomar en cuenta, que aquéllos que se encuentran en forma masiva se deben obtener con tamaños accesibles, que en obras viales son del orden de 75 cm como máximo. Para ello, en primer lugar se barrena la roca, se coloca dinamita y algún otro producto de nitrógeno que disminuya el costo, se colocan los estopines y se lleva a cabo la explosión. De acuerdo a la cantidad de explosivos que se colocan en los barrenos, a la posición en que se encuentran éstos, y a la dureza de la roca, será el tamaño máximo de los fragmentos que se producen (Fig. 9-7).

Una vez que se aflojó el material, ya sea producto de roca o de depósitos de aglomerados, se cargan a los vehículos de transporte por medio de diferentes máquinas



Fig. 9-7 Explotación de un banco de materiales para base y subbase de pavimento. Nótese el tamaño máximo de los fragmentos.



Fig. 9-8 Caja de un camión de acarreo del material de base, del banco a la planta de trituración.

que se usan de acuerdo a la dificultad que se presenta por el tamaño máximo de los fragmentos; así, se puede realizar la carga por medio de palas manuales, de palas frontales o de palas mecánicas. El equipo de transporte deberá ser más reforzado a medida que los tamaños de los fragmentos de roca sean mayores (Fig. 9-8).

d. **Tratamientos previos.** En seguida se efectúan los tratamientos previos, o sea los que se llevan a cabo antes de llegar a la obra; estos tratamientos pueden ser de cribado (Fig. 9-9) o de trituración; en la mayoría de los casos en que se necesita alguna estabilización, principalmente de tipo químico, también se realiza como tratamiento previo, y en todos estos casos se tienen plantas para realizar con eficiencia los trabajos necesarios.

e. **Acarreo a la obra.** Los materiales tratados previamente, o los que pueden llevarse en forma directa del banco, se acarrean a la obra, en donde se acamellonan, es decir, se hace un acordonamiento de sección constante para medir su volumen, y en caso de que haya faltante, se deben realizar los recargues necesarios. Para aca-

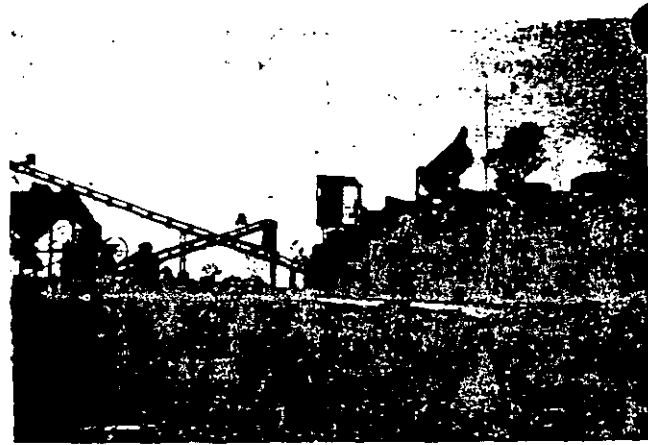


Fig. 9-9 Descarga del material de banco en una trituradora primaria para producir material de base.

mellonar los materiales se utilizan motoconformadoras (Fig. 9-10).

f. **Tratamientos en la obra.** En seguida, a los materiales que lo necesitan, se les efectúan los tratamientos en el tramo, que en general son estabilizaciones mecánicas aunque en ocasiones también son de tipo químico. Para utilizar estos tratamientos, con el material que constituye el mayor volumen, una vez acamellonado y medido, se forma una capa en parte de la corona de la obra (Fig. 9-11), y sobre ella se coloca el material que se le va a mezclar en forma acordonada; si es necesario, se disgrega para luego mezclarlos con motoconformadoras hasta homogeneizarlos, después de lo cual, conviene volver a acamellonarlos para comprobar el volumen, pues como se vio en el Cap. 6, la suma de los volúmenes de materiales separados es mayor que cuando ya están unidos. Para realizar la revoltura en la obra, también se pueden utilizar mezcladoras mecánicas, que para realizar su trabajo requieren que los materiales ya estén debidamente disgregados.

g. **Compactación.** En seguida se efectúa la compactación del material, para lo cual se requiere humedecerlo con una cantidad de agua cercana a la óptima; esta humedad óptima de campo, en general es menor que la de laboratorio, porque las máquinas que se utilizan son de gran peso, aunque se debe compensar el agua que se evapora mientras se hacen los tratamientos. El agua no se riega de una sola vez, sino que se distribuye en varias pasadas de la pipa, que es el nombre del vehículo formado por un tractor y un tanque, con el que se humedece el material.

El material acamellonado se abre parcialmente h... la corona de la obra y pasa la pipa haciendo un primer riego, luego, la motoconformadora abre una nueva cantidad de material y la coloca sobre el ya humedecido, vuel-



**Fig. 9-10** Laboratoristas realizando un muestreo a material de base de pavimento acamellonado después de haber sido cementado con materiales de baja plasticidad ( $I_p \leq 18\%$ ;  $CL \leq 6.5\%$ ).

ve a pasar la pipa y así en seguida, hasta que se proporciona toda el agua necesaria; en seguida se homogeneiza la humedad en todo el material por medio de la motoconformadora, que hace cambios sucesivos del material hacia un lado y otro, sobre la corona de la obra.

Ya que se consiguió uniformar la humedad en todo el material se distribuye a través de la corona, para formar la capa con el espesor suelto necesario. Se debe cuidar que el material no se segregue, es decir, que no se separen los finos de los gruesos; para ello es conveniente que el



**Fig. 9-12** Rodillo liso con unidad vibratoria compactando una capa de base.

material húmedo se coloque en el centro de la corona y se vaya distribuyendo hacia los lados por medio de la o las motoconformadoras que operarán a una velocidad moderada, más bien baja.

Una vez que se tiene extendido el material, se compacta (Fig. 9-12) hasta alcanzar el grado de proyecto, que en general es de 95% del PVSM, aunque a últimas fechas se ha estado pidiendo el 100%. A este respecto cabe mencionar que para pasar de 95 a 100% de compactación, se requiere de un gran esfuerzo o energía, que se traduce en un mayor costo; sin embargo, el aumento de resistencia es relativamente bajo; en este caso valdría más la pena agre-



**Fig. 9-11** Fotografía en que se muestra una motoconformadora extendiendo sobre una cama de grava-arena el material cementante que posteriormente será disgregado con un rodillo liso para después mezclarlo hasta homogeneizarlo.



Fig. 9-13 Base de pavimento a la que se ha dado un riego, impregnado con FM-1.

gar un poco de cal o cemento Portland, con lo que sí se aumentaría la resistencia de una forma considerable.

La compactación de este material se realiza con máquinas de rodillos sin salientes, ya sea metálicos lisos o cajas con neumáticos; el peso de estos equipos puede variar entre 15 y 25 ton; si se cuenta con ellos con una unidad vibratoria, la eficiencia para obtener la compactación es mayor.

Vale la pena volver a insistir, que para darle una sustentación adecuada a las carpetas asfálticas delgadas, conviene que la base tenga un valor cementante de acuerdo a las especificaciones; esta cementación, si el material natural no lo tiene, se le debe proporcionar mezclándole algún otro de baja plasticidad como limo, caliches, tepetales silicosos o arenas arcillosas, cuyo índice plástico sea menor a 18% o contracción lineal a 6.5%.

Además de la necesidad que se tiene de cementar las bases para que no aparezcan deformaciones cíclicas en la superficie de rodamiento, se tienen otras propiedades secundarias que busca el constructor: los materiales de base y subbase con cementación son más fácilmente compactables y disminuyen los costos de conservación en la obra. Para que no se abuse de la cementación, se debe recordar

que las especificaciones en cuanto a VRS, plasticidad y valor cementante se deben cumplir simultáneamente.

h. Riego de impregnación. Una vez alcanzado en las bases el grado de compactación de proyecto, se dejan secar superficialmente durante varios días, una vez que se tiene a la capa en esa condición, se barre para retirar de ella la basura, polvo y partículas sueltas que pueda haber; esta operación se puede realizar con cepillos manuales o mecánicos. En seguida, se debe proporcionar a la base un riego llamado de impregnación (Fig. 9-13), que se realiza distribuyendo asfalto FM-1 en proporción de 1.5 L/m<sup>2</sup>. Este riego de impregnación sirve para tener una zona de transición, entre la base de materiales naturales y la carpeta asfáltica. El asfalto debe penetrar en la capa de base cuando menos 3 mm; si la superficie de la capa está muy "cerrada", es posible que se deba a que tenga un exceso de finos y el riego es probable que no penetre; en estos casos, conviene cambiar la granulometría, reduciendo los finos para proporcionar la penetración del asfalto; si la base por el contrario está muy abierta, conviene que la proporción de asfalto se aumente a 1.8 L/m<sup>2</sup>, para que cumpla su finalidad.

## BASES CON ESTABILIZACION QUIMICA

Cuando las bases son del tipo de suelo cemento, una vez incorporado el cemento Portland y homogeneizada el agua, de inmediato se extiende el material en la corona y se compacta. En cambio, si es del tipo de suelo mejorado, ya incorporados el cemento y el agua, no se permite que se agrume el material, para lo cual es necesario que éste se revuelva 2 o 3 veces al día durante 3 días, para luego agregar el agua necesaria, extender y compactar.

Si la base es del tipo asfáltico, éstas se pueden efectuar en plataformas, en plantas en frío o en caliente, siguiendo los procedimientos que se indicarán en el siguiente capítulo correspondiente a carpetas asfálticas ya que sólo se diferencian de éstas en el tamaño máximo del agregado y la cantidad de asfalto.



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

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

Del 19 al 21 de Octubre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES  
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**T R A N S I T O**

**Morelia, Michoacan**

**1994**

# Tránsito

El conocimiento de las características del tránsito que utiliza o utilizará un camino en operación o que se va a construir, es vital para el proyecto de la sección transversal de una vía, convirtiéndose en el principal elemento que se debe tomar en cuenta, ya que el transporte terrestre es el motivo de la obra.

Por una vía terrestre puede transitar con cierta facilidad una determinada cantidad de vehículos de diferentes tipos, con distintas cargas que son transmitidas a la estructura de diversas maneras.

## CARACTERISTICAS DEL TRANSITO

Las características del tránsito que es necesario conocer para el proyecto de los pavimentos son:

- a. Tránsito diario promedio anual (TDPA).
- b. Tránsito en el carril de diseño.
- c. Composición del tránsito por tipos de vehículos.
- d. Peso de los vehículos, cargados y vacíos.
- e. Número y posición de ejes y llantas.
- f. Incremento anual del tránsito y
- g. Número de vehículos o de ejes que transitarán por el camino durante su vida útil.

## TRANSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL

Se llama tránsito diario promedio anual (TDPA), al número total de vehículos que transitan por una carretera en ambos sentidos durante un año, dividido entre 365 días.

Para determinar el TDPA de un camino en operación, se cuenta en forma directa el tránsito, operación que se llama aforo y puede realizarse por operarios o por contadores mecánicos; también el conteo puede llevarse durante todo el año o sólo en ciertas temporadas y luego proyectarlo a un año, para lo cual se emplean técnicas estadísti-

cas. Conociendo el TDPA de varios años consecutivos, se puede conocer la tendencia de incremento.

Para conocer el TDPA de un camino que se va a construir, la situación se complica, pues todavía no hay tránsito sobre él, por lo que se recurre a estimarlo en base a lo que se llama tránsito inducido y tránsito generado.

El tránsito inducido es aquel que en la actualidad está utilizando otros caminos, pero que al construirse el nuevo, hará uso de él para llegar al mismo destino. Es decir, es el tránsito que ahora hace un rodeo, pero que al abrirse el nuevo camino lo utilizará por ser más directo, o por darle mayores facilidades para llegar al sitio deseado.

Por ejemplo, antiguamente para llegar a Salina Cruz, Oaxaca o Tuxtla Gutiérrez, Chis., partiendo de la Ciudad de México o viceversa, la mayoría de los vehículos pasaban por Paso del Toro, Alvarado, Acayucan, Ver., y Matías Romero, Oax. (Fig. 12-1); sin embargo, al construirse el camino de la Tinaja-Tuxtepec-Palomares, un gran porcentaje de este tránsito está ahora operando por la nueva vía, que precisamente es el tránsito inducido.

Para conocer con bastante aproximación el tránsito inducido, se realizan estudios de origen y destino en los caminos que actualmente están en operación, en los que se hacen entrevistas tanto a los operadores de los vehículos como a los pasajeros.

El tránsito generado, es aquel debido al desarrollo propio de la zona de influencia del nuevo camino, para conocerlo, se hace una cuantificación de los productos que se generarán, tanto agrícolas como ganaderos, industriales, etc., y se calcula el número de vehículos que serán necesarios para su movimiento y además se estudia el número de vehículos que se necesitarán para actividades comerciales, turísticas, etc.

Con la suma del tránsito inducido y el generado, se puede conocer el TDPA para caminos futuros.

La tendencia de incremento de estos caminos se puede deducir tomando en cuenta la que corresponde a los caminos ya construidos en la zona.

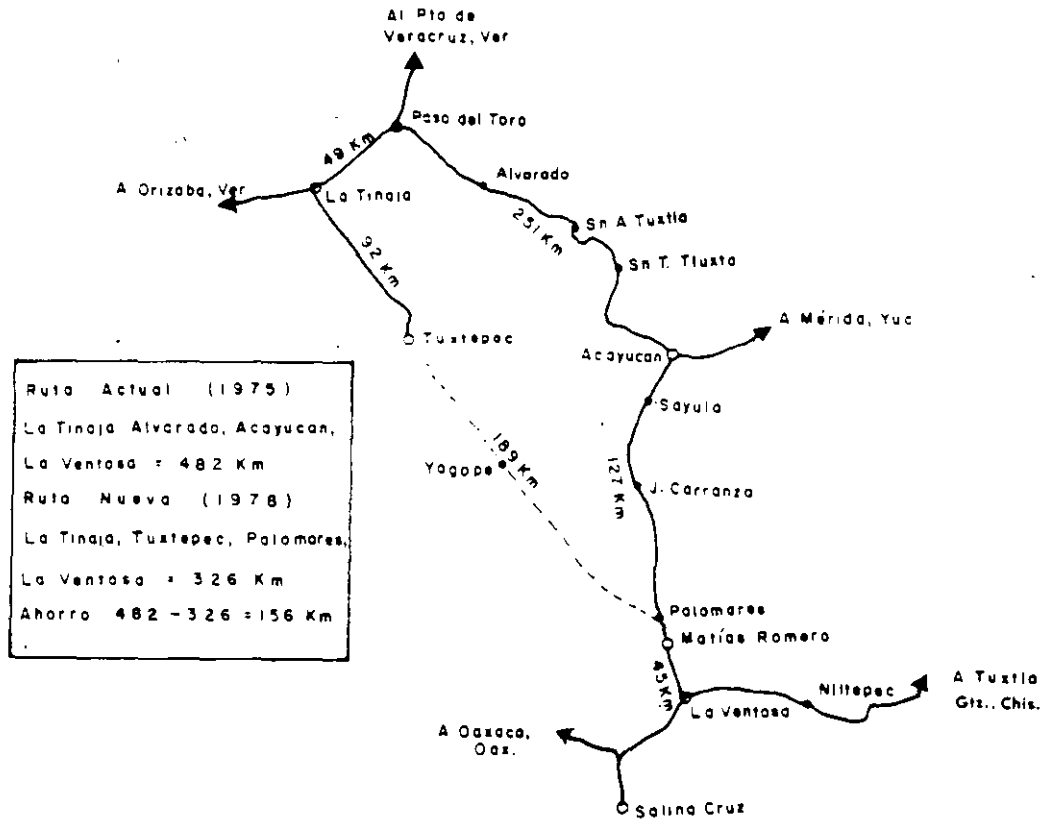


Fig. 12-1 Croquis que muestra la localización del camino Tuxtpec-Matías Romero y la ruta que se seguía anteriormente para viajar de México a Salina Cruz, Oaxaca y al Edo. de Chiapas.

### TRANSITO EN EL CARRIL DE DISEÑO

De el TDPA se necesita conocer el porcentaje que hace uso del carril en donde se carga más el movimiento, el cual se toma como carril de diseño; para un camino de dos carriles (uno en cada sentido), se ha llegado a la conclusión que el carril de diseño lleva de 60 a 65% del TDPA; para un camino de 4 carriles, el carril de diseño lleva casi la misma cantidad de vehículos que uno de dos, pues en los carriles de la derecha transitan los vehículos de mayor peso, que dañan más el pavimento, por lo que en este caso, de cuatro carriles se toma 50% del TDPA para el carril de diseño.

### COMPOSICION DEL TRANSITO

También es necesario conocer la cantidad de vehículos de los diferentes tipos que circulan por las carreteras, los cuales se pueden dividir en grupos para hacer menos difíciles los cálculos; así se pueden dividir en vehículos tipo A (Fig. 12-2) en los que se involucran todos los automóviles, las camionetas tipo pick-up y los que tengan un peso menor a 3 ton, los vehículos tipo B en el que quedan incluidos todos los autobuses y los vehículos tipo C, que

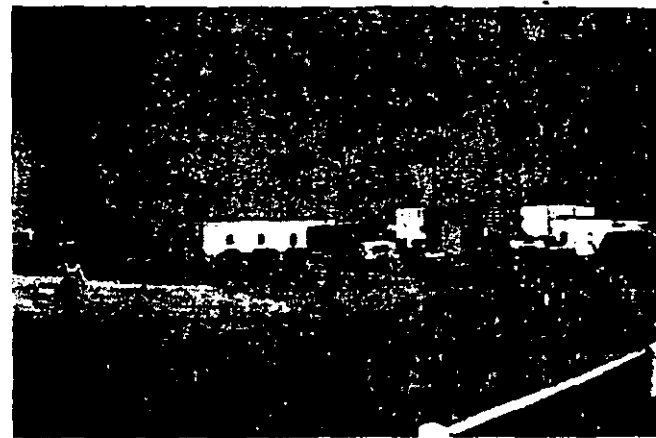


Fig. 12-2 Fotografía que muestra diferentes tipos de vehículos que hacen uso de una carretera.

son los camiones de carga con más de 3 ton y que se desglosan en grupos, ya que tienen gran variedad de características, pues su peso total puede variar desde 60 ton con diferentes combinaciones en la posición de los ejes y llantas. De cada uno de los vehículos es necesario conocer sus pesos, cargados y vacíos; principalmente los vehículos de carga, pueden estar compuestos por una uni-

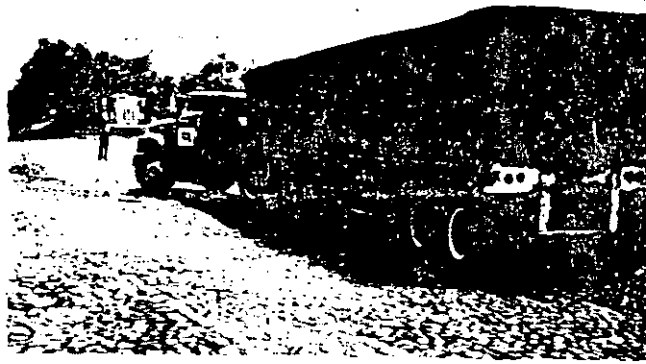


Fig. 12-3 Vehículo con diferentes tipos de ejes: sencillo, con rueda sencilla y tándem y triples con rueda doble.

dad de tracción, una caja y un remolque, cada uno conteniendo varios ejes en diferentes combinaciones y con una o dos llantas; así, se tienen ejes sencillos con ruedas sencillas, ejes con ruedas sencillas o dobles y ejes triples con ruedas dobles (Fig. 12-3).

Para los aviones también se tienen diferentes combinaciones en la posición de sus ruedas; un conjunto de ruedas, que cuando el avión levanta el vuelo se guarda en un compartimento, se le denomina pierna; por lo que en general uno de estos aparatos tiene varias piernas; cada una de las cuales puede tener desde una hasta varias ruedas (Fig. 12-4).

La importancia de conocer el tipo de vehículos, sus pesos y la posición y número de ejes y ruedas, es la de poder estudiar la magnitud de los esfuerzos en la estructura vial y proyectar adecuadamente la sección transversal.

Algunos métodos de proyecto de pavimentos rígidos requieren del conocimiento del número de los diferentes tipos de ejes y cargas, correspondientes al tránsito de una obra, por lo que en este caso se suman los ejes del mismo tipo (sencillos o tándem) y con igual peso, ya sea en ambas direcciones o en el carril de diseño; es decir, en este caso no se requiere conocer el número de vehículos de diferentes clases sino el número de ejes agrupados por tipos y peso.

Otros datos necesarios para conocer la influencia del tránsito, son el factor de incremento anual y la vida útil de la obra.

Las características del tránsito comentadas en los párrafos anteriores, se aplican de dos maneras diferentes para la estructuración de una vía terrestre. La primera de ellas se denomina "a un nivel fijo de tránsito", en la cual se elige al vehículo que más daño causa a la estructura, tomando en cuenta tanto el número de pasadas como el peso. En la segunda forma, se toma todo el tránsito que utiliza la vía y se denomina de "tránsito mezclado".

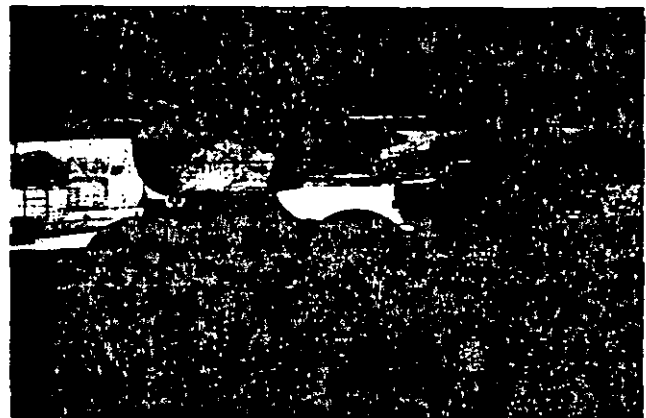
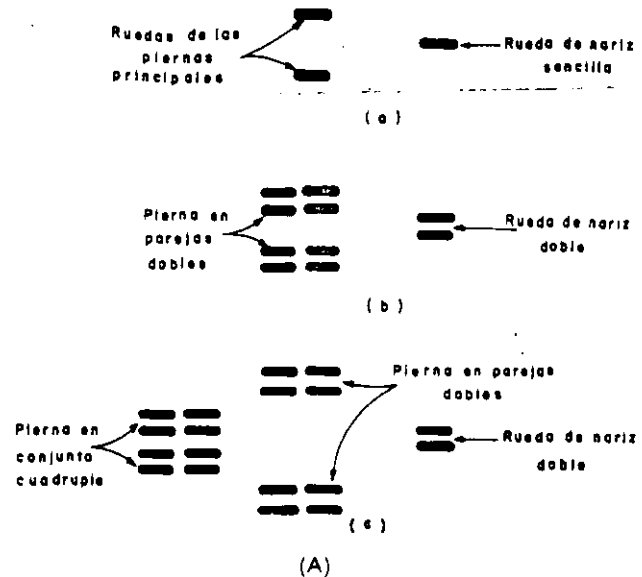


Fig. 12-4 (A) Diferentes posiciones de las ruedas de los aviones. (B) Fotografía que muestra diferentes piernas de un avión.

## TRANSITO A UN NIVEL FIJO

Cuando se utiliza el criterio de tránsito a un nivel fijo, se utilizan sólo las características del vehículo que más daño causa a la estructura; sin embargo, las gráficas de proyecto se elaboraron empíricamente, tomando en cuenta (implícita y explícitamente) la composición del tránsito total. Por ejemplo, en un camino secundario se puede escoger como vehículo de proyecto uno que tenga un peso de 17 ton; en cambio, para una autopista pudiera ser uno de 60 ton. El proyectista de la estructura de la obra vial, entraría directamente en las curvas correspondientes a esos vehículos; sin embargo, al formarse las curvas de proyecto, aunque sea en forma empírica, se tomó en cuenta que en el camino secundario operarán una cantidad de automóviles o vehículos de poco peso en una proporción mayor que en la autopista y que en ésta operarán con seguridad un número más grande de autobuses y car-



gueros que en aquélla. Además, se debe tomar en cuenta que estas curvas de proyecto deben ser de tipo regional, aun dentro de un país, pues la composición del tránsito puede tener fuertes variaciones.

**Métodos para el cálculo de cargas equivalentes**

El uso del criterio descrito se convierten las ruedas de los ejes o piernas de los vehículos de proyecto en una rueda equivalente que, de acuerdo al efecto considerado, provoquen los mismos esfuerzos o las mismas deformaciones que aquéllas.

Este criterio que fue el primero utilizado, ahora sólo se aplica en aeropuertos. Para obtener las ruedas equivalentes se tienen diferentes métodos algunos de los cuales se describen en los siguientes párrafos.

**Método del Departamento de Transportes de Canadá**

Este método desarrollado por Mc. Leod, encuentra la carga en la rueda equivalente que produzca los mismos esfuerzos que la combinación de ruedas reales, a la profundidad deseada y se utiliza en el método de la Agencia Federal de Aeropuertos.

En este método se acepta que hasta una profundidad igual a la mitad de la distancia entre las caras interiores de las ruedas en tándem, no hay interacción de los esfuerzos causados por ambas ruedas, y que a partir de una profundidad igual al doble de la distancia entre centros de llantas, el esfuerzo que se causa es igual al que provoca la carga de ambas llantas; entre las dos profundidades mencionadas, la carga equivalente varía en forma recta entre la carga de una rueda y la correspondiente a la de las dos ruedas (Fig. 12-5).

**Método de la Marina de EUA**

En este método se considera que el esfuerzo que produce una carga en un punto determinado es función del cuadrado de la distancia entre ellos (Fig. 12-6).

Así, los esfuerzos producidos por las cargas de las dos llantas en el punto O y el punto A son:

$$\sigma_o = f \left[ \frac{P_d/2}{h^2} + \frac{P_d/2}{h^2 + S_d^2} \right]; \sigma_A = f \left[ \frac{2(P_d/2)}{h^2 + (S_d/2)^2} \right]$$

El esfuerzo debido a una rueda sencilla en el centro del conjunto sería.

$$\sigma_i = f \left[ \frac{P_i}{h^2} \right]$$

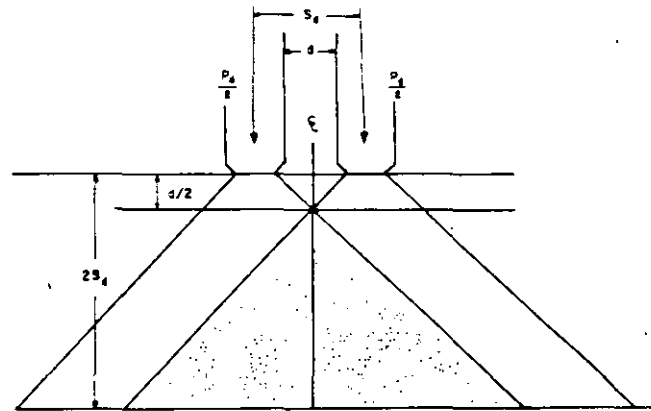
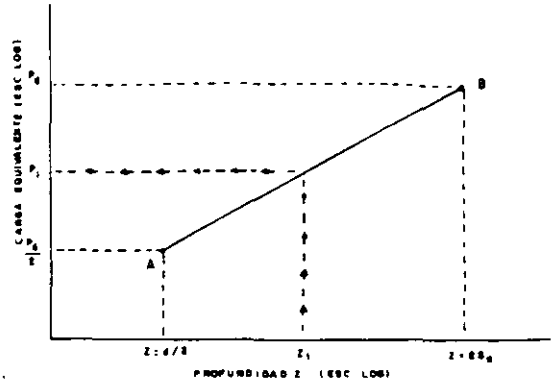


Fig. 12-5 (a) Esquema que muestra la forma en que se interrelacionan los esfuerzos provocados en el pavimento por ruedas dobles. (b) Diagrama para encontrar la carga equivalente de acuerdo al método de la Agencia Federal de Aeropuertos.

Igualando este esfuerzo con los reales en los puntos O y A, se tiene:

$$P_o = \frac{P_d}{1 + [S_d^2 / (2h^2 + S_d^2)]}$$

$$P_{1A} = \frac{P_d}{1 + (S_d^2 / 4h^2)}$$

En esta agencia se toma h = 30 plg, por lo que haciendo ajustes queda para ambos casos:

$$P_i = \frac{P_d}{1 + (S_d / 100)}$$

Para el caso del tándem con ruedas dobles (Fig. 12-7) la carga equivalente sería:

$$P_i = \frac{P_{d1}}{[1 + (S_d / 100)] [1 + (S_d / 100)]}$$

La condición para los casos hasta aquí estudiados, es que el área de contacto de la rueda equivalente sea igual a la de una de las ruedas del conjunto real.

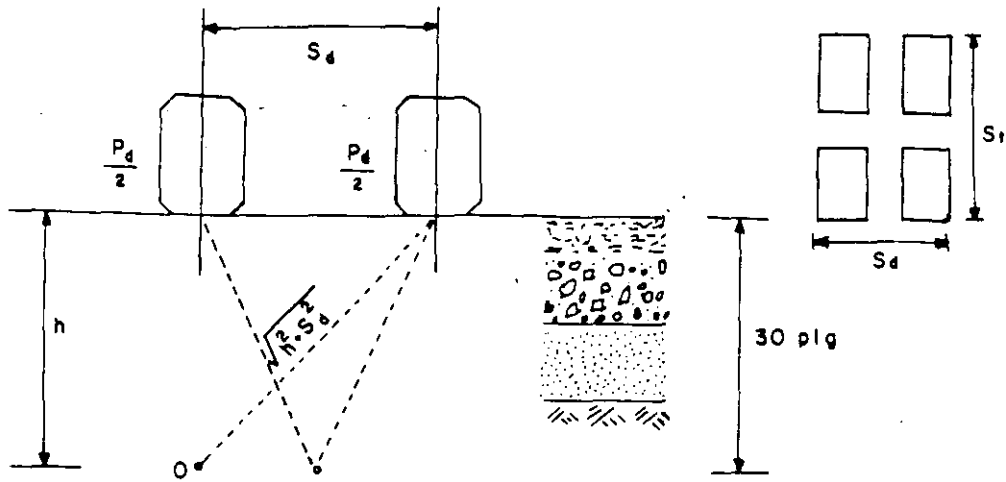


Fig. 12-6 Método de la Marina de EUA, para encontrar la carga equivalente (Tándem con ruedas dobles).

### Método del Cuerpo de Ingenieros de EUA

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EUA utiliza un método para encontrar la carga equivalente en el estudio

de pavimentos flexibles, basado en igualdad de deflexiones; se usa la teoría original de Boussinesq, y el área de contacto de la llanta equivalente es igual a la de una de las reales; así (Fig. 12-8).

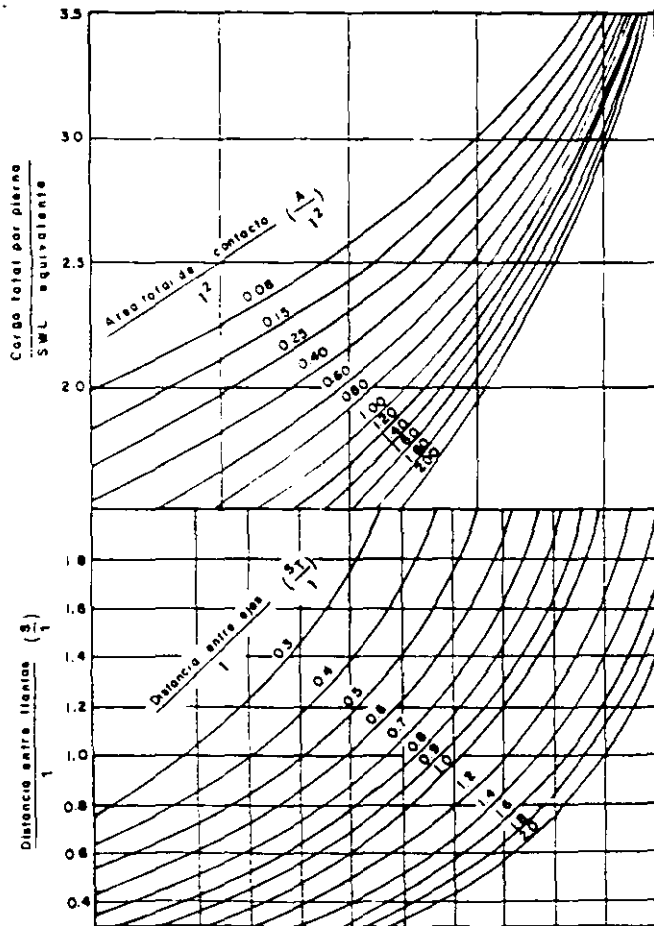


Fig. 12-7 Método de la Marina de los EUA, para encontrar la carga equivalente (Tándem con ruedas dobles).

$$\Delta = \frac{P a}{E} F$$

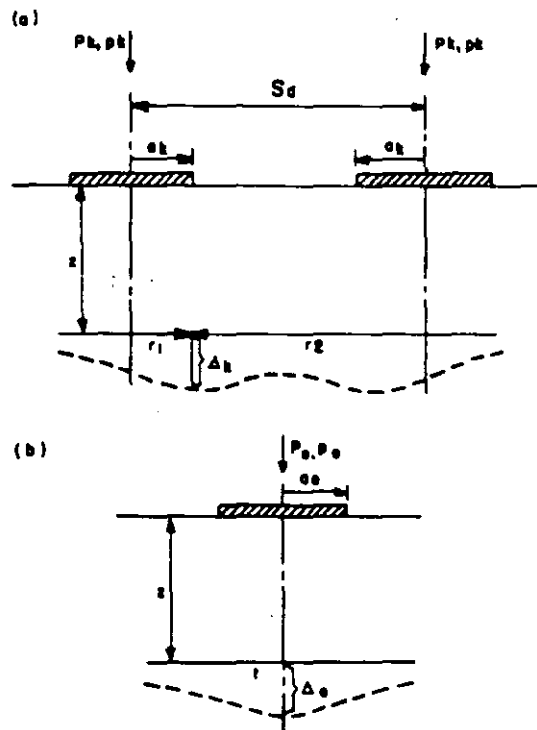


Fig. 12-8 Figura que muestra los elementos para encontrar, por medio de igualdad de deflexión, la carga equivalente de acuerdo al método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EUA.

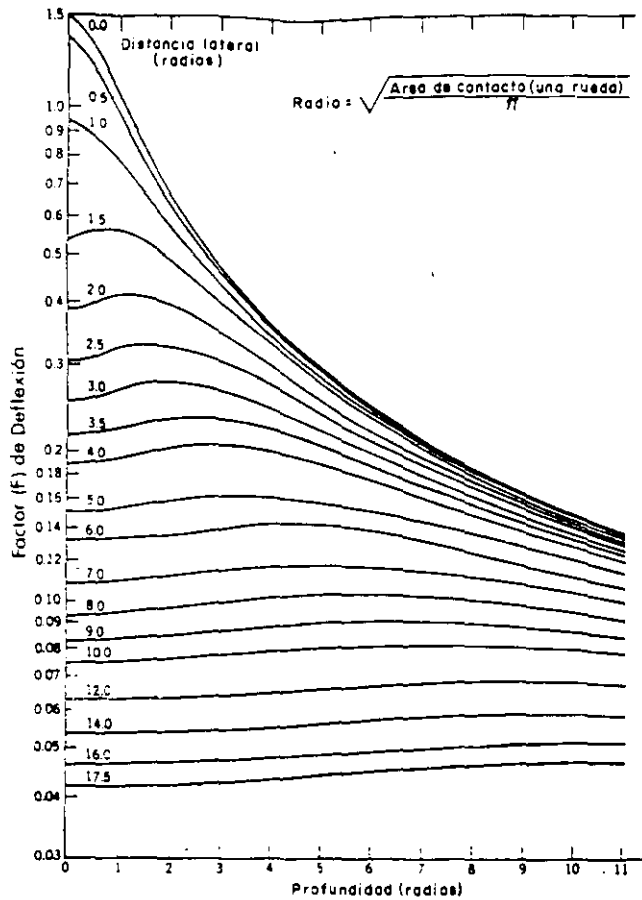


Fig. 12-9 Gráficas para encontrar factores  $F$ , de acuerdo con el método del Cuerpo de Ingenieros de los EUA para una sola capa.

En donde  $F$  es el factor de deflexión, que es función de la profundidad ( $z$ ) y la distancia ( $r$ ) al punto considerado, que en este caso lo relacionan con el radio " $a$ " de la superficie de contacto:

$$F = f\left(\frac{z}{a} \text{ y } \frac{r}{a}\right)$$

Este factor se obtiene de las gráficas de las Figs. 12-9 y 12-10.

$$\Delta_s = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{P_s a_s}{E_1} (F_1 + F_2)$$

La deflexión para la rueda equivalente será:

$$\Delta_s = \frac{P_s a_s}{E_1} F_s \text{ donde } F_s = f\left(\frac{z}{a_s}; \frac{r_s}{a_s}\right)$$

$\Delta_s$  es máxima para  $r_s = 0$  y  $\Delta_k$  lo es en el punto donde  $F_1 + F_2$  sea máximo, debemos tener:

$$\frac{P_k a_k}{E_1} \sum_{i=1}^n F_i \text{ máx.} = \frac{P_s a_s}{E_1} F_s$$

como  $a_k = a_s$ , tenemos:  $\pi a_k^2 = \frac{P_k}{P_s} = \frac{P_s}{P_k}$

y sustituyendo  $P_s = \frac{P_k \sum_{i=1}^n F_i \text{ máx.}}{F_s}$

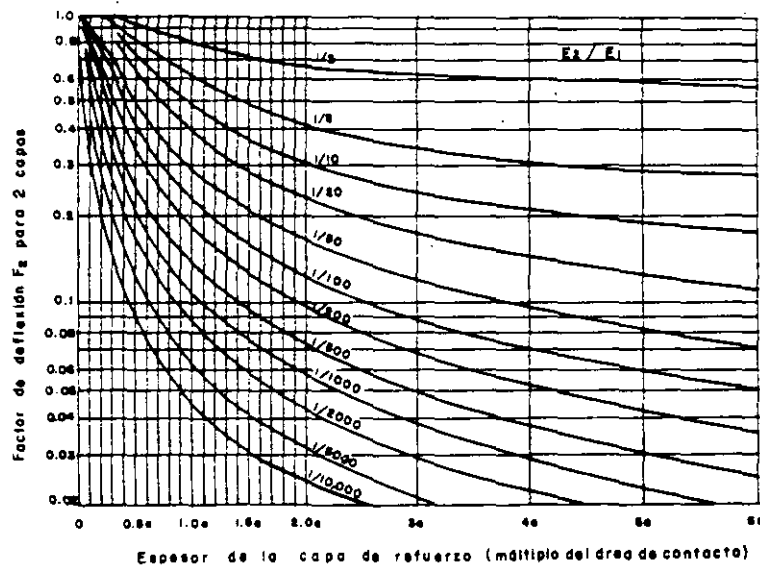


Fig. 12-10 Gráficas para encontrar factores  $F$ , de acuerdo con el método del Cuerpo de Ingenieros de los EUA, para la teoría de la doble capa.

Para el caso de  $F_e$ , que corresponde a la deflexión en el centro de línea de la huella equivalente:

$$F_e = \frac{1.5}{[1 + (z/a)^2]^{1/2}}$$

Los valores de  $F_e$  pueden obtenerse también de la tabla de la Fig. 12-11.

$z/a$	$F_e$	$z/a$	$F_e$
0	1.500	4.0	0.364
0.5	1.342	5.0	0.294
1.0	1.061	6.0	0.247
1.5	0.832	7.0	0.212
2.0	0.671	8.0	0.186
2.5	0.557	9.0	0.166
3.0	0.474	10.0	0.149

Fig. 12-11 Tabla que proporciona los factores  $F_e$  a diferentes profundidades (para una sola capa). Método para encontrar la carga equivalente de acuerdo al Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EUA.

Los valores máximos de  $\Sigma Fi$  para ejes con llantas dobles se presentan ya sea al centro de una o en el punto intermedio entre ellas; para el caso de eje dual con llanta doble, este máximo se puede presentar al centro de una de las llantas, a la distancia media de una de ellas o en el centro de las cuatro.

### Método del Instituto del Asfalto

El Instituto del Asfalto, para calcular las cargas equivalentes, también se basa en igualdades de deflexiones, pe-

ro en este caso utiliza la teoría de la doble capa, considerando al pavimento formado por una sola capa de mezcla asfáltica (full depth).

El procedimiento se aplica para aeronaves con un peso menor a 27 ton; se basa en los trabajos de Huang y se han desarrollado gráficas simplificadas, para el caso de ruedas duales. Se supone que el módulo de elasticidad crítico de carpeta es de 100.000 lb/pig<sup>2</sup> y que el de la terracería es de 1500 veces el VRS de la Porter estándar. Así, las gráficas para obtener la deflexión en la superficie entre las 2 capas se tienen en la Fig. 12-12, que puede ser convertida a un VRS equivalente para cada relación de módulos (por ejemplo, si  $E_1/E_2 = 10$ , el VRS es aproximadamente = 7%).

La Fig. 12-13 muestra gráficas para obtener el factor  $L$  para valores de VRS de 3, 7, 15 y 30 y diferentes valores

de  $\frac{h}{a}$  ( $h$  = espesor del pavimento,  $a$  = radio de la huella). El valor  $L = \frac{P_d}{P_e} \therefore P_d = L P_e$  en la que:

$P_e$  = Carga equivalente.

$P_d$  = Carga en ruedas duales.

Las gráficas son muy directas en su aplicación y el factor  $L$  se obtiene en función del espaciamiento entre ruedas y a la profundidad requerida, que están relacionadas al radio de la huella.

### Caso de pavimentos rígidos

Para el caso de pavimentos rígidos se han desarrollado varios métodos para la obtención de la carga equivalente.

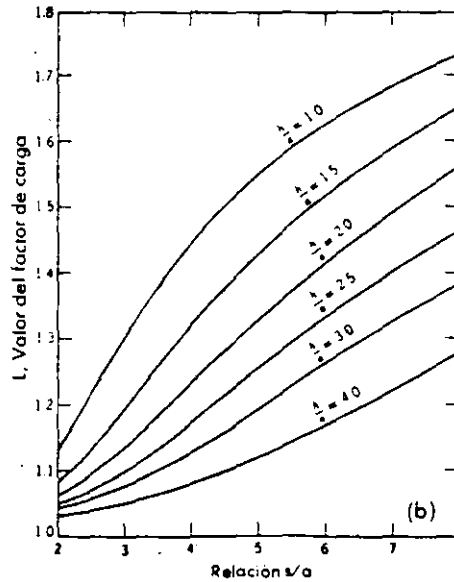
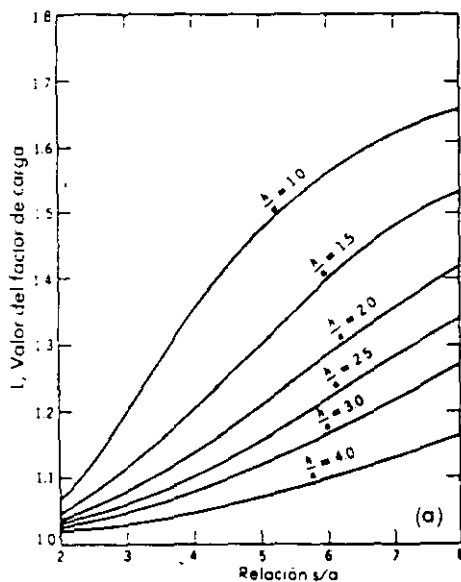


Fig. 12-12 Curvas para encontrar el factor  $L$  por el método del Instituto del Asfalto, EUA, para obtener la carga equivalentes con materiales con VRS de (a) 3% y (b) 7%.

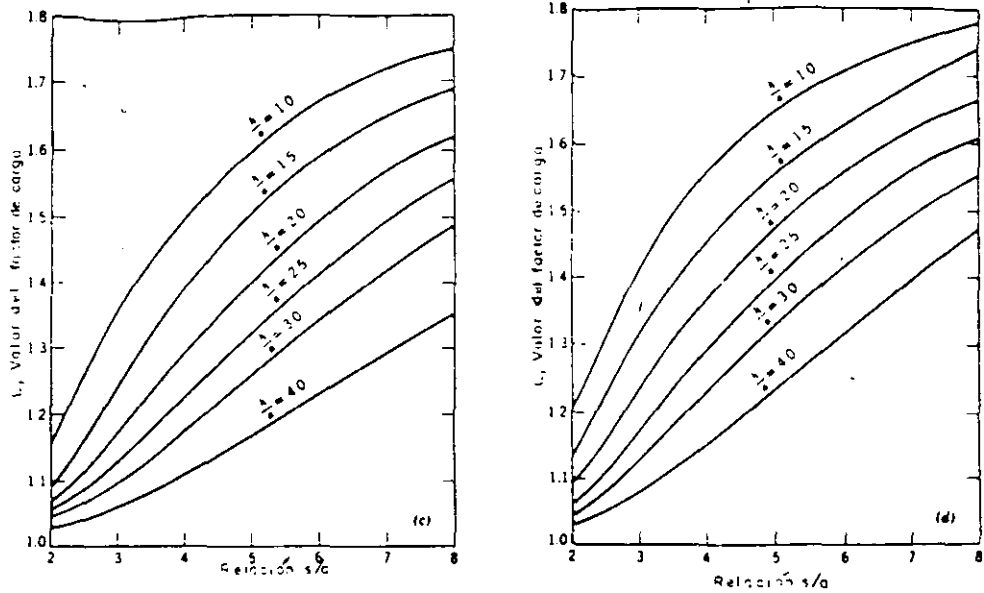


Fig. 12-13 Curvas para encontrar el factor L por método del Instituto del Asfalto EUA, para obtener la carga equivalente para materiales con VRS de (a) 15%; (b) 30%.

como los usados en Inglaterra (LCN) y el de la Agencia Federal de Aeropuertos.

**Método del número de clasificación por carga**

El método utilizado en Inglaterra denominado Número de Clasificación por Carga, ha sido simplificado por la Portland Cement Association para ejes con llanta doble y

ejes duales y proporciona las gráficas de las Figs. 12-14 y 12-15; en las que el área de contacto es la suma de las áreas de todas las ruedas que se toman en cuenta con la presión de inflado de la rueda equivalente. Para obtener estas gráficas se han usado valores típicos para  $E$ ,  $\mu$ ,  $T$ .

- $E$  = Módulo de elasticidad.
- $\mu$  = Relación de Poisson.

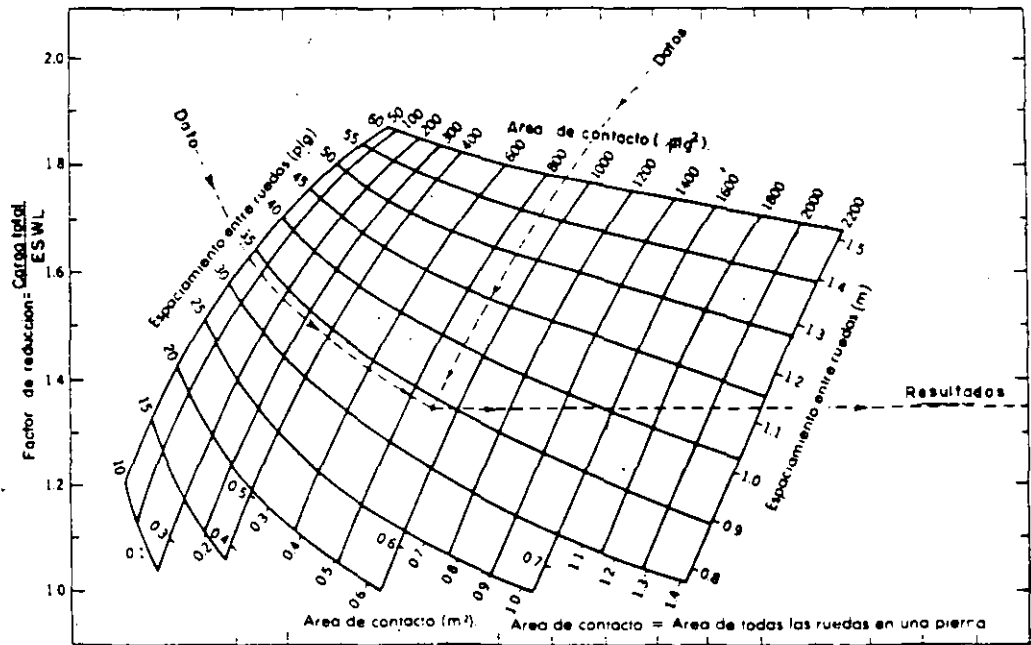
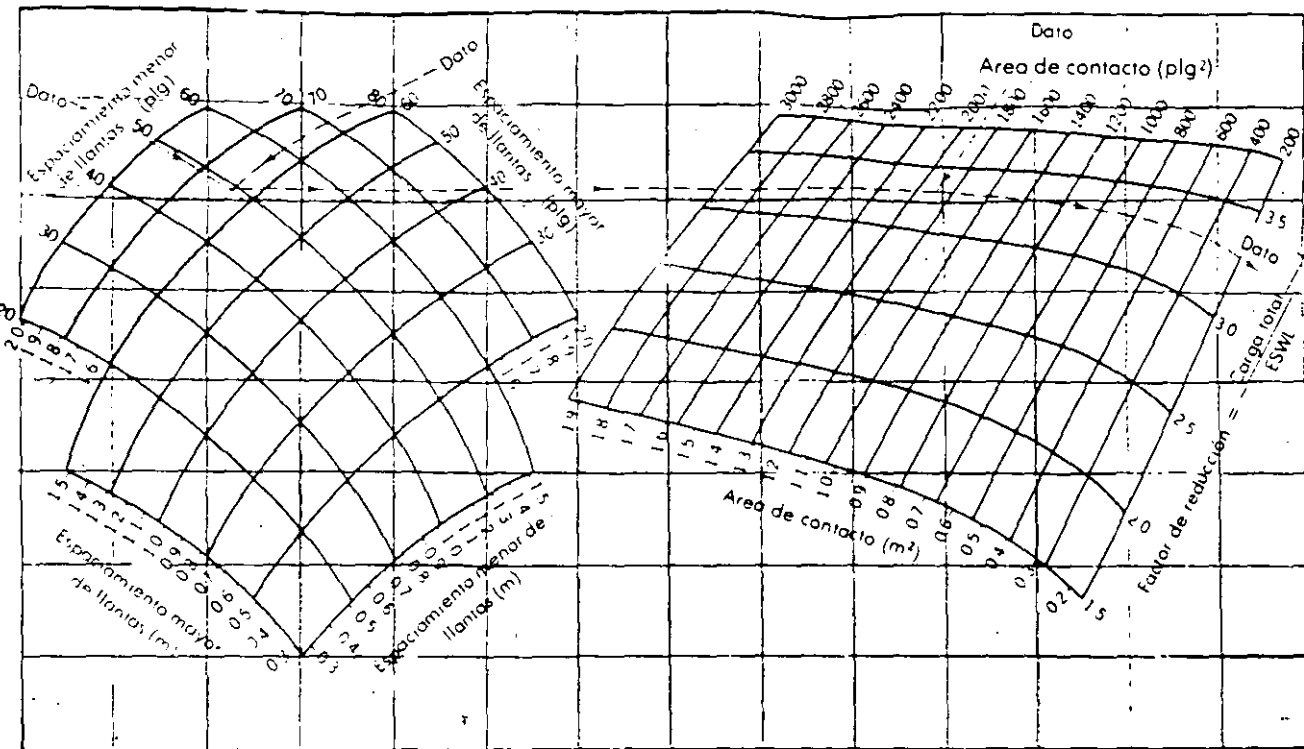


Fig. 12-14 Carta para encontrar el factor de reducción por el método de Número de Clasificación de Carga (LCN) de la PCA, para ruedas dobles.



Area de contacto = Area de todas las ruedas en una pierna

Fig. 12-15 Carra para encontrar el factor de reducción por el método de Número de Clasificación de Carga (LCN) de la PCA para ejes tándem con ruedas dobles.

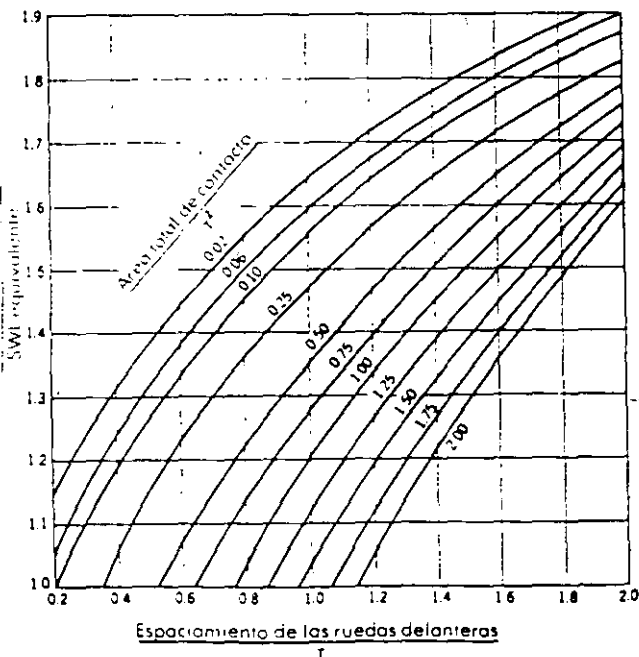


Fig. 12-16 Gráficas para encontrar los factores de conversión de las cargas reales a equivalentes en pavimentos rígidos de acuerdo al método de la Agencia Federal de Aeropuertos para eje sencillo ruedas dobles.

$\tau$  = Radio de rigidez relativa.  
 $k$  = Módulo de reacción de la subrasante.

Las gráficas de las Figs. 12-16 12-17 son las que utiliza la Agencia Federal de Aeropuertos para encontrar la carga equivalente para el proyecto de pavimentos rígidos.

### CRITERIO DE TRANSITO MEZCLADO

La segunda forma de utilizar los datos del tránsito para su aplicación en el proyecto de pavimentos, es tomar las características de todos los vehículos y entonces, para trabajar con unidades homogéneas (un mismo tipo de vehículo), se utiliza el criterio de vehículos o ejes equivalentes, para lo que se usa el factor de daño.

### Factor de daño

El factor de daño es la relación del daño que un vehículo dado causa a la estructura de la obra, en relación al daño que le causa un vehículo estándar.

En México como en otros países, incluyendo EUA, se utiliza como estándar un eje sencillo con ruedas sencillas, soportando una carga total de 8.2 ton (18 000 lb) o sea 4.1 ton por rueda.

La teoría general en este criterio es como sigue:

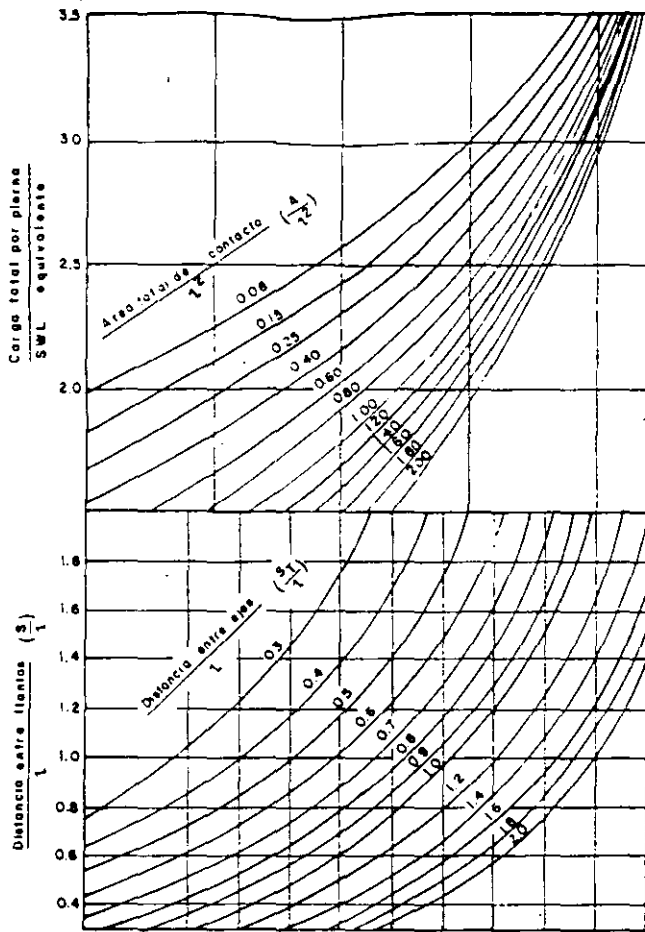


Fig. 12-17 Gráficas para encontrar los factores de conversión de las cargas reales equivalentes en pavimentos rígidos de acuerdo al método de la Agencia Federal de Aeropuertos para ejes en tándem ruedas dobles.

Los vehículos de un cierto tipo, transitando sobre un carril de determinadas dimensiones, tienen alguna posibilidad de variar su posición en el carril, de tal manera, que hacia las orillas se tienen menos pasadas; en cambio hacia el centro se encuentra la mayoría de las operaciones; si lo anterior se expresa por medio de una curva de frecuencias tenemos la que se encuentra en la Fig. 12-18. Si los vehículos tienen bastante posibilidad para variar su posición en el carril, la curva es achatada (curva a) y de poca altura; en cambio, si hay poca opción de que se varíe la posición, la curva es más esbelta (curva b). El primer tipo de posibilidad es la que corresponde a pistas de aterrizaje y el segundo a carreteras o a calles de rodaje para aviones, ya que el ancho de aquéllas es mucho mayor que el de estas últimas.

Si en el carril en estudio, se tienen diferentes tipos de vehículos, cada uno de éstos tendrá una curva de frecuencias como las a y b de la Fig. 12-19.

Utilizando la curva a de la Fig. 12-19, tenemos:

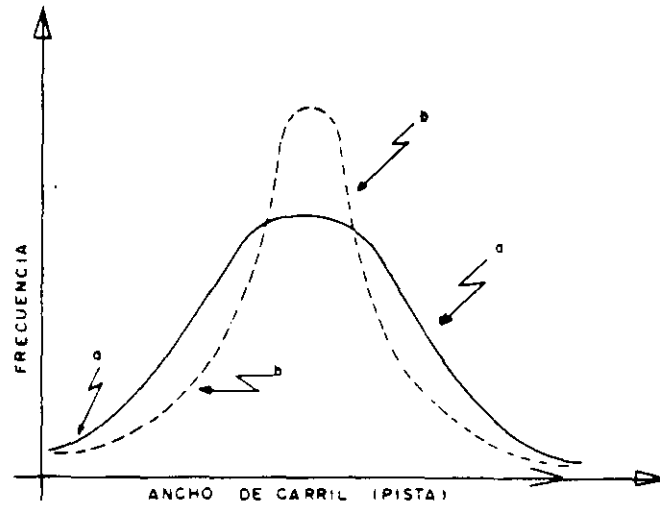


Fig. 12-18 Curvas de frecuencia de la posición de los vehículos a lo ancho de un carril de tránsito (o pista) (a) mayor variabilidad; (b) menor variabilidad.

**Factor de Daño.** Es la relación del daño que el vehículo en estudio provoca en una pasada al pavimento ( $d_s$ ) entre el daño que también, en una pasada provoca el vehículo estándar ( $d_e$ ).

$$\text{Factor de Daño} = F_s = \frac{d_s}{d_e}$$

Para conocer el número total de pasadas ( $N_s$ ), que el vehículo en estudio puede realizar, dividimos el daño total que puede resistir el pavimento ( $D$ ), entre el daño que en una pasada produce este vehículo ( $d_s$ ).

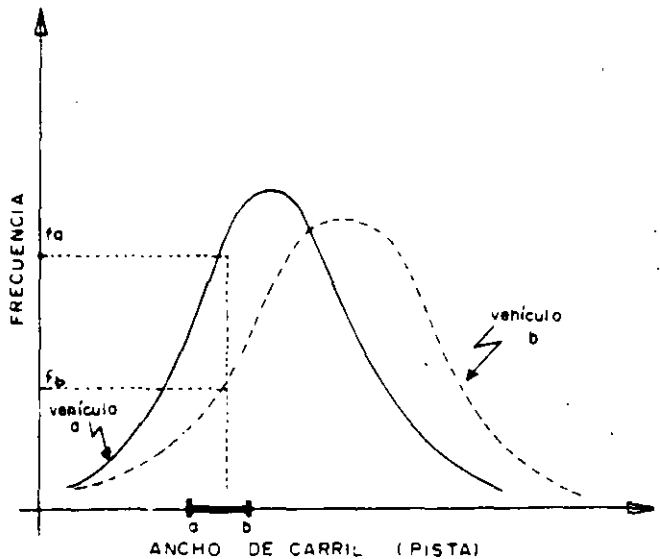


Fig. 12-19 Curvas de frecuencia para dos tipos diferentes de vehículos que operan en un mismo carril (pista).

$$N_A = \frac{D}{d_A} \quad (2) \text{ despejando } d_A = \frac{D}{N_A} \quad (2')$$

y el número de pasadas del vehículo estándar que resiste el pavimento es:

$$N_i = \frac{D}{d_i} \quad (3) \text{ despejando } d_i = \frac{D}{N_i} \quad (3')$$

Sustituyendo (2') y (3') en (1) tenemos:

$$F_A = \frac{d_A}{d_i} = \frac{N_i}{N_A} \quad (4)$$

o sea que el factor de daño se obtiene dividiendo el número de pasadas con que lleva a la falla al pavimento el vehículo estándar entre el número correspondiente al vehículo en estudio.

De la Ec. (4) podemos obtener:

$$d_A = F_A d_i \quad (4')$$

Si durante la vida útil del pavimento, el vehículo pasa  $f_A$  veces (frecuencia) por la franja (a-b) del carril o pista, el daño causado en ella por este vehículo será:

$$D_{A(a-b)} = d_A f_A \quad (5)$$

El daño causado por los diferentes tipos de vehículos que pasan por esa misma franja será:

$$D_{(a-b)} = \sum_{A=1}^n d_A f_A \quad (6)$$

Sustituyendo (4') en (6)

$$D_{(a-b)} = \sum_{A=1}^n F_A d_i f_A \quad (7)$$

La franja del carril que sufre el mayor daño, es aquella en que se incluye la máxima frecuencia para todos los vehículos, por lo que el daño máximo ( $D_{\max}$ ) en el carril será:

$$D_{\max} = \sum_{A=1}^n F_A d_i f_{A\max} \quad (8)$$

Sustituyendo el valor de  $D_{\max}$  en la Ec. (3) obtenemos:

$$N_i = \frac{\sum_{A=1}^n F_A d_i f_{A\max}}{d_i} = \sum_{A=1}^n F_A f_{A\max} \quad (9)$$



Fig. 12-20 Fotografía que muestra la poca variabilidad en la posición de los vehículos en el carril de una carretera.

Por lo que el número de vehículos estándar que pueden pasar por un carril de carretera o pista de aeropuertos, es igual a la suma de los productos de los factores de daño de los vehículos correspondientes por la frecuencia de cada uno de éstos en la franja más crítica.

La  $f_{A\max}$  para los diferentes vehículos, depende del ancho del carril (pista), del ancho de los vehículos o separación de las piernas en el caso de los aviones y con menor influencia, del número de ruedas agrupadas. Como ya se mostró antes, en carreteras, los vehículos tienen muy poca posibilidad de variar su posición en el carril (Fig. 12-20), por lo que la curva de frecuencia es bastante esbelta y es por ello que en este caso, se toma cada vehículo que pasa como un cubrimiento; en cambio en pistas de aeropuertos, por cada 5 a 8 operaciones se toman como un cubrimiento, ya que se tiene mayor variabilidad en la posición de estos aparatos (Fig. 12-21) durante las operaciones, sobre todo en el aterrizaje.



Fig. 12-21 Fotografía en que se nota una amplia variabilidad en la posición de los aviones en la pista de un aeropuerto.



De esta manera la fórmula (9) queda:

$$\text{Para carreteras } N_r = \sum_{i=1}^n N_i F_i$$

Siendo  $N_i$  = Número de vehículos de un tipo  $a$   
 $F_i$  = Factor de daño para cada tipo de vehículo.

$$\text{Para Aeropuertos } n = \sum_{i=1}^n C_i F_i$$

en donde  $C_i$  = Número de cubrimiento de cada tipo de aeronave:

$$C_i = \frac{N_i}{f}$$

en donde:  $N_i$  = Número total de operaciones de la aeronave de un tipo dado.  $f$  = Número que indica la cantidad de operación de una aeronave que se considera para un cubrimiento (3 a 8).

El factor de daño varía de un país a otro y entre las diferentes oficinas de proyecto puede ser distinto, de acuerdo a los elementos con que se calculen.

Algunos autores toman como base, para su cálculo, la relación de esfuerzos a una determinada profundidad, otros lo hacen por medio de deformaciones.

Deacon y Witczak, para pavimentos flexibles calculan:

$$F = \left( \frac{E_a}{E_t} \right)^4$$

En donde  $E_a$ ,  $E_t$  son las máximas deformaciones principales en el fondo de la carpeta asfáltica, causadas por un vehículo cualquiera ( $a$ ) y el vehículo tipo ( $t$ ).

Para pavimentos rígidos, Vesic encontró que el factor de daño se calcula relacionando los esfuerzos de tensión con la fórmula:

$$F_j = \left( \frac{\sigma_j}{\sigma_s} \right)^4 \text{ en donde}$$

$\sigma_j$  = Esfuerzo de tensión causado por un vehículo.  
 $\sigma_s$  = Esfuerzo de tensión causado por el vehículo estándar.

Bradbury desarrolló curvas en las que relaciona el número de cubrimientos permitidos por un vehículo, que causa un determinado esfuerzo de tensión; esas curvas han sido adaptadas por la Asociación de Cemento Portland (PCA) y por el Instituto Americano del Concreto (ACI) (ver Fig. 12-22).

La AASHO, de acuerdo a los resultados de su prueba en Ottawa, Ill, EUA, dedujo una fórmula para encontrar factores de daño los cuales se muestran en las Figs. 12-23 y 12-24, que son usados con amplitud, pues están deducidos de la práctica de campo.

Relación de esfuerzos	Repeticiones admisibles	Relación de esfuerzos	Repeticiones admisibles
0.50	infinitas	0.68	3500
0.51	400 000	0.69	2500
0.52	300 000	0.70	2000
0.53	240 000	0.71	1500
0.54	180 000	0.72	1100
0.55	130 000	0.73	850
0.56	100 000	0.74	650
0.57	75 000	0.75	490
0.58	57 000	0.76	360
0.59	42 000	0.77	270
0.60	32 000	0.78	210
0.61	24 000	0.79	160
0.62	18 000	0.80	120
0.63	14 000	0.81	90
0.64	11 000	0.82	70
0.65	8 000	0.83	50
0.66	6 000	0.84	40
0.67	4 500	0.85	30

Fig. 12-22 Tabla para encontrar el número de repeticiones que una losa de concreto hidráulico puede aceptar en función de los esfuerzos de tensión que los vehículos le causan.

La AASHO toma como vehículo tipo uno de 8.8 ton para eje sencillo y el de 14 ton para ejes tandem.

Yoder encontró que un promedio de los factores de daño utilizados por diferentes agencias de caminos en EUA, es:

$$F_s = \left( \frac{W_a}{W_t} \right)^4$$

En la que  $W$  es el peso de los vehículos  $a$  (en estudio) y  $t$  (tipo) teniendo cuidado de utilizar éste en su modalidad de sencillo o tandem de acuerdo al tipo de aquél.

Witczak y Deacon han demostrado que en el comportamiento de pavimentos flexibles, la variable más significativa es el espesor de la carpeta asfáltica, ya sea en el criterio de la doble o la triple capa.

También, como se verá al tratar de la estructuración de pavimentos flexibles, el factor más importante de proyecto es el de resistencia (VRS u otro), y el dato de tránsito tiene menor importancia, sobre todo para grandes volúmenes, por lo que no es necesario profundizar demasiado en el cálculo de factores de daño, pues se corre el riesgo de tratar de exagerar los milímetros y descuidar los kilómetros.

Diferentes asociaciones de los EUA hacen cálculos aproximados para encontrar el número de ejes de 8 ton, sin que se llegue a detallar la composición del tránsito.

El Instituto del Asfalto, basado en el criterio de tránsito mezclado, calcula un factor denominado I.T.N. (Número Inicial de Tránsito), basado en una cuantificación

D = Espesor de losa (cm); ejes sencillos

Carga por eje (ton)	15	18	20	23	25	28
.9	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
1.8	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
2.7	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
3.6	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
4.5	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
5.4	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17	0.17
6.3	0.35	0.35	0.34	0.34	0.34	0.34
7.2	0.61	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60
8.1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9.0	1.55	1.56	1.57	1.58	1.58	1.59
9.9	2.32	2.32	2.35	2.38	2.40	2.41
10.8	3.37	3.34	3.40	3.47	3.51	3.53
11.7	4.76	4.69	4.77	4.88	4.97	5.02
12.6	6.59	6.44	6.52	6.70	6.85	6.94
13.5	8.92	8.68	8.74	8.98	9.23	9.39
14.5	11.87	11.49	11.51	11.82	12.17	12.44
15.3	15.55	15.00	14.95	15.30	15.78	16.18
16.2	20.07	19.30	19.16	19.53	20.14	20.71
17.1	25.56	24.54	24.26	24.63	25.36	26.14
18.0	32.18	30.85	30.41	30.75	31.58	32.47

D = Espesor de losa (cm) ejes tandem

Carga por eje (ton)	15	18	20	23	25	28
4.5	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
5.4	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
6.3	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
7.2	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
8.1	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.13
9.0	0.22	0.21	0.21	0.20	0.20	0.20
9.9	0.32	0.31	0.31	0.30	0.30	0.30
10.8	0.45	0.45	0.44	0.44	0.44	0.44
11.7	0.63	0.64	0.62	0.62	0.62	0.62
12.6	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
13.5	1.13	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14
14.4	1.48	1.45	1.49	1.50	1.51	1.51
15.3	1.91	1.90	1.93	1.95	1.96	1.97
16.2	2.42	2.41	2.45	2.49	2.51	2.52
17.1	3.04	3.02	3.07	3.13	3.17	3.19
18.0	3.79	3.74	3.80	3.89	3.95	3.98
18.9	4.67	4.59	4.66	4.78	4.87	4.93
19.8	5.72	5.59	5.67	5.82	5.95	6.03
20.7	6.94	6.76	6.83	7.02	7.20	7.31
21.6	8.36	8.12	8.17	8.40	8.63	8.79

Fig. 12-23 Factores de daño o equivalentes de la AASHO para pavimentos flexibles (I.S = 2).

aproximada de la composición del tránsito, de acuerdo al número y peso máximo de los vehículos pesados que utilizan o utilizarán la vía y el peso máximo legal para ejes sencillos.

Algunos autores, ya sea para pavimentos flexibles o rígidos, dan factores de daño para vehículos agrupados por ejes o por cargas, asignándoles factores de daño promedio para cada grupo.

### Cálculo del tránsito durante la vida útil de una obra

En la Fig. 12-25 se muestra una manera sistematizada para encontrar el número de ejes equivalentes de 8.2 ton en el carril de diseño, teniendo como datos el tránsito diario promedio anual (TDPA), en número de carriles de la carretera, la composición del tránsito y los factores de daño

SN = Número estructural ejes sencillos

Carga por eje (ton)	1	2	3	4	5	6
.9	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
1.8	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
2.7	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
3.6	0.03	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03
4.5	0.08	0.08	0.09	0.08	0.08	0.08
5.4	0.16	0.18	0.19	0.18	0.17	0.17
6.3	0.32	0.34	0.35	0.35	0.34	0.33
7.2	0.59	0.60	0.61	0.61	0.60	0.60
8.1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9.0	1.51	1.59	1.56	1.55	1.57	1.60
9.9	2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
10.8	3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
11.7	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
12.6	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
13.5	10.38	10.03	9.24	8.65	8.73	9.17
14.4	14.00	13.51	12.37	11.46	11.48	12.17
15.3	18.55	17.87	16.30	14.97	14.87	15.63
16.2	24.20	23.30	21.16	19.28	19.02	19.93
17.1	31.14	29.95	27.12	24.55	24.03	25.10
18.0	39.57	38.02	34.34	30.92	30.04	31.25

SN = Número estructural ejes tandem

Carga por eje (ton)	1	2	3	4	5	6
4.5	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
5.4	0.01	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
6.3	0.02	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02
7.2	0.04	0.05	0.05	0.05	0.04	0.04
8.1	0.07	0.08	0.08	0.08	0.07	0.07
9.0	0.10	0.12	0.12	0.12	0.11	0.10
9.9	0.16	0.17	0.18	0.17	0.16	0.16
10.8	0.23	0.24	0.26	0.25	0.24	0.23
11.7	0.32	0.34	0.36	0.35	0.34	0.33
12.6	0.45	0.46	0.49	0.48	0.47	0.46
13.5	0.61	0.62	0.65	0.64	0.63	0.62
14.4	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83	0.82
15.3	1.06	1.07	1.08	1.08	1.08	1.07
16.2	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
17.1	1.76	1.75	1.73	1.72	1.73	1.74
18.0	2.22	2.19	2.15	2.13	2.16	2.18
18.9	2.77	2.73	2.64	2.62	2.66	2.70
19.8	3.42	3.36	3.23	3.18	3.24	3.31
20.7	4.20	4.11	3.92	3.83	3.91	4.02
21.6	5.10	4.98	4.72	4.58	4.68	4.83

Fig. 12-24 Factores de daño o equivalentes de la AASHO para pavimentos rígidos (I.S = 2).

para cada vehículo o tipo de vehículos. El autor considera que los factores de daño de la AASHO o los que se obtienen para la profundidad de 40 cm. de acuerdo al criterio del Instituto de Ingeniería de la UNAM son aceptables para este cálculo y en general para el proyecto de la sección estructural de una vía terrestre.

En la parte superior de la forma se encuentran los datos, y de acuerdo al tipo de caminos se calcula el tránsito diario en el carril de diseño, para lo cual se multiplica el TDPA del camino por el porcentaje, en decimal, que le

corresponde según el número de carriles que tenga: 60% para dos carriles, 50% para cuatro carriles y 40% para 6 o más.

En la columna 3 de acuerdo a la composición del tránsito se calcula la cantidad de cada tipo de vehículo.

Los datos de la columna 5 se obtienen multiplicando los de la columna 3 por los factores de daño correctivos que se colocan en la columna 4 obtenidos a Fig. 12-22 el número total de ejes estándar equivalentes es igual a la suma de la columna 5 o sea, es el tránsito

12.23

Cálculo de espesores para pavimentos flexibles  
 método de porter modificado (padrón)

Obra \_\_\_\_\_ Fecha \_\_\_\_\_  
 Tramo \_\_\_\_\_ Subtramo \_\_\_\_\_

Datos para proyecto:

Tránsito diario promedio anual en dos sentidos (TDPA) \_\_\_\_\_ VEH.  
 Tránsito en el carril de diseño ( % ) \_\_\_\_\_ Período de diseño (n) \_\_\_\_\_ años  
 Tasa anual de crecimiento (r) \_\_\_\_\_ % factor de proyección al futuro (c) \_\_\_\_\_

	Dist. del tránsito (%) (2)	Dist. del tránsito (Num.) (3)	Coefficiente de equivalencia (4)	Ejes sencillos equivalentes de 8.2 T* (5)
<del>Tipo de Vehículos</del>				
Vehículos hasta 10 ton			.06	
Autobuses			2.1	
Camiones (15 a 23 ton)			2.1	
Tractor c/ semirremolque (25 a 33 ton)			4.1	
Camion c/ remolque (35 a 55 ton)			6.4	
Tractor c/ semi y remolque (65 a 85 ton)			8.4	
			Suma	
Tránsito equivalente acumulado				
Al final de la vida útil = factor de proy. (C) × suma =				

*hasta 57m  
de 5 a 15*

Cálculo de espesores  
 VR<sub>1</sub> de diseño del cuerpo del terraplén \_\_\_\_\_ %  
 D<sub>1</sub> = Espesor de capa subrasante + pavimento \_\_\_\_\_ cm de grava  
 VR<sub>2</sub> de diseño de la capa subrasante \_\_\_\_\_ %  
 D<sub>2</sub> = Espesor de pavimento \_\_\_\_\_ cm de grava

Estructuración del pavimento

Capa	Tipo	Es. Real	Fact. de Conv.	Esp. de gravas (cm)		
				por capa	de pav.	Total
Carpeta de						
Base de						
Subbase						
Subrasante						

$$C = \frac{(1+r)^n - 1}{r} \cdot 365$$

Fig. 12-25 Hoja para el cálculo de tránsito equivalente (8.2 ton) acumulado durante la vida útil de una carretera.

diario promedio anual equivalente total, en el carril de diseño (TDPA<sub>..</sub>).

En la actualidad, los métodos que utilizan el criterio de tránsito mezclado, calculan el total del número de ejes

estándar que harán uso de la vía durante los (n) años de vida útil. Este volumen de tránsito se calcula con la siguiente ecuación:

$$T_e = TDPA_{..} \times C$$

Tipo de vehículo	Peso total (ton)	Coeficiente de equiva- lencia	Peso de ejes cargados (ton)				
			Tractor		(semirre- malque)	Remolque	
			Delantero	Trasero		Delantero	Trasero
Automóvil A2	2	.003	1(s)	1 (s)			
Autobús B2	15.2	2.0	5.5(s)	10.0(s)			
B3	20.0	1.8	5.5(s)	14.5(t)			
B4	27.0	2.3	9.0(t)	18.0(t)			
Camiones A 2	5.5	0.06	1.7(s)	3.8(s)			
C2	15.5	1.8	5.5(s)	10.0(s)			
C3	23.5	2.2	5.5(s)	18.0(t)			
C4	28.0	2.5	5.5(s)	22.5(tr)			
T2-S1	25.5	4.0	5.5(s)	10.0(s)	10.0(s)		
T2-S2	32.5	4.2	5.5(s)	10.0(s)	18.0(t)		
T3-S2	41.5	4.3	5.5(s)	18.0(t)	18.0(t)		
C2-R2	35.5	5.5	5.5(s)	10.0(s)		10.0(s)	10.0(s)
C3-R2	43.5	6.0	5.5(s)	18.0(t)		10.0(s)	10.0(s)
C3-R3	51.5	6.3	5.5(s)	18.0(t)		10.0(s)	18.0(t)
T2-S1-R2	45.5	6.1	5.5(s)	10.0(s)	10.0(s)	10.0(s)	10.0(s)
T3-S3	50.5	6.0	5.5(s)	18.0(t)	22.5(tr)		
T2-S2-R2	53.5	6.4	5.5(s)	10.0(s)	18.0(t)	10.0(s)	10.0(s)
T3-S1-R2	53.5	6.6	5.5(s)	18.0(t)	10.0(s)	10.0(s)	10.0(s)
T3-S2-R2	61.5	8.4	5.5(s)	18.0(t)	18.0(t)	10.0(s)	10.0(s)
T3-S2-R3	69.5	8.2	5.5(s)	18.0(t)	18.0(t)	10.0(s)	18.0(t)
T3-S2-R4	77.5	8.0	5.5(s)	18.0(t)	18.0(t)	18.0(t)	18.0(t)

(S) = eje sencillo; (t) eje tándem; (tr) = eje triple.

Fig. 12-26 Tabla que muestra los pesos de los diferentes tipos de vehículos automotores y los coeficientes de equivalencia a vehículos estándar de 8.2 ton.

- V = Volumen de ejes estándar en la vida útil.
- C = Factor de proyección del tránsito al futuro.

$$C = 365 \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

r es el factor de incremento anual del tránsito que en forma aproximada puede ser: r = 12% para caminos nuevos; r = 4% para caminos con más de 10 años de construidos; r = 8% en promedio.

El dato final que se reporta en la forma mencionada, es precisamente este dato de tránsito total equivalente en la vida útil de la obra.

En diferentes ocasiones, se ha tratado de calcular los espesores de pavimentos con base en cálculos del tránsito futuro para una cierta cantidad de años de vida útil, sin tomar en cuenta la capacidad del carril de diseño, de tal manera que si el camino llegara a esa vida útil, podría tener una operación completamente congestionada, por lo que más que un mejoramiento de pavimento, lo que se requeriría sería un aumento en el número de carriles. Por lo anterior, el número de años (n) de vida útil del camino, se debe calcular considerando, que en el último año se

tenga en el carril de diseño un volumen de vehículos de acuerdo con el nivel de servicio que se espere tener después de esos "n" años, de acuerdo a las características, el cual corresponde en general al nivel C (para caminos de dos carriles 5000 automóviles diarios, para los de cuatro 9000, en terreno plano).

### CARGAS MAXIMAS PERMISIBLES EN MEXICO PARA LOS VEHICULOS

En México, las cargas máximas legales por eje son:

- 5.5 ton por eje sencillo rueda sencilla,
- 10.5 ton para eje sencillo rueda doble,
- 18.0 ton para eje tándem rueda doble y
- 27.0 ton para eje triple rueda doble; de esta manera se tienen legalizadas las diferentes combinaciones de vehículos que se señalan en la lista de la Fig. 12-26 en la que indican también las cargas totales y los diferentes tipos de que constan; asimismo, se proporcionan los factores de equivalencia que el autor recomienda para encontrar los ejes equivalentes de 8.2 ton, que podrían ser usados en

la forma de la Fig. 12-25, detallando, si así se requiere, la lista que allí se presenta; la nomenclatura para los vehículos es como sigue:

C—Camión con un chasis,  
T—Tractor (unidad sólo con motor)

S—Caja o semirremolque jalado directamente por el tractor

R—Romolque; caja jalada por el semirremolque

El número que sigue a cada letra es la cantidad de ejes en cada porción.



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

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

Del 19 al 21 de Octubre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES  
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**ESTRUCTURACION DE LA SECCION TRANSVERSAL  
CON PAVIMENTO FLEXIBLE**

**Morelia, Michoacan**

**1994**

# Estructuración de la Sección Transversal con Pavimento Flexible

Desde la aparición del automóvil, se ha tratado de proporcionar a los usuarios caminos con superficie de rodamiento y resistencia adecuada al volumen y peso de los vehículos; así, en diferentes países y aun en diferentes partes de un mismo país, se han desarrollado métodos para la estructuración de la sección transversal de caminos y aeropuertos. Estos métodos, sobre todo los que más se usan, son de tipo empírico, ya que hasta ahora no ha sido posible englobar en forma técnica, en una fórmula de diseño, todas las variables que afectan el comportamiento de estas obras.

Sin embargo, es conveniente conocer los estudios teóricos de distribución de esfuerzos a través de la masa de los suelos, cuando en ésta actúa una carga superficial y que tienen como punto de partida la teoría de Boussinesq; con ello, el proyectista puede tener una idea ligera de lo que pasa en el suelo, ya que su comportamiento es bastante diferente a lo predicho por la teoría, debido principalmente a que los suelos no son homogéneos, isótropos ni elásticos como se les supone; además, las cargas que actúan en los pavimentos no son de tipo estático sino que son dinámicas en diferentes sentidos; asimismo, las características físicas del suelo varían en cuanto a su propia formación, a su contenido de humedad o posición del nivel de aguas freáticas, etc.

La estructuración de la sección transversal de una vía terrestre como cualquier obra de ingeniería debe ser funcional, es decir, debe cumplir con las finalidades para la cual fue proyectada y además debe ser económica, lo que indica que debe tener menor suma de costos de construcción, operación y mantenimiento o conservación.

Como las tecnologías actuales se basan principalmente en conocimientos empíricos, existe la posibilidad de que personas ajenas a estas obras, sin ninguna base práctica, presenten tecnologías en las que en el mejor de los casos resultan estructuras muy sobradas y desprecian la labor del profesional de la ingeniería de pavimentos, ya que en general, estas tecnologías se presentan en forma de recetas y el proyectista no tiene oportunidad de hacer el mejor uso de los materiales cercanos a las obras para que éstas, siendo funcionales, también sean económicas. En muchas ocasiones, estas personas sin juicio técnico pueden tener poder político y de esta manera provocar un enorme encarecimiento de las obras y disminución de los programas de construcción, dejando sin comunicación vastas zonas, sobre todo en países en desarrollo como el nuestro, que tanta necesidad tienen de aumentar su sistema de comunicación.

Para evitar en lo posible lo anterior, ya que en muchos casos los intereses y las posiciones políticas tienen una influencia decisiva, es necesario que se cuente con un control de calidad eficiente con el que se pueda tener la historia de las obras y saber si en la construcción se cumplió en forma parcial o total con el proyecto o si se tuvieron deficiencias graves, así como la intervención que se haya tenido en la etapa de conservación, conociendo el tipo y fecha en que se realicen las rehabilitaciones o reconstrucciones, así como el incremento del tránsito en cuanto a número y cargas, con lo cual, se pueden hacer los ajustes racionales y necesarios a la tecnología de proyecto y aun a la calidad de los materiales que se usen, y de esta manera el ingeniero puede defenderse de los embates de los políticos.



Se tiene noticias de las tecnologías desarrolladas en otros países a través de la literatura y ponencias que se presentan en los congresos; pero en general, esta información no es completa y en muchas ocasiones, al adoptarse una tecnología determinada, se utilizan nomogramas o modelos matemáticos de proyectos obtenidos para una prueba de resistencia, con datos obtenidos de otra prueba diferente y muy a menudo, tampoco se toman en consideración las condiciones, como las climáticas, para las cuales fueron proyectados.

Así, en el presente capítulo se da un repaso breve a las teorías de distribución de esfuerzos en las estructuras de pavimentos flexibles, se indican los elementos para la elaboración de una tecnología de diseño y se describen varias de ellas, indicando sus ventajas y desventajas.

De la tecnología basada en la prueba de Porter modificada, se hace una descripción más completa, ya que por haber sido elaborada por ingenieros mexicanos es la que más se utiliza y de la que se tiene mayores datos y experiencia en el país.

### DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

Los principales problemas que el ingeniero debe resolver para proyectar en forma adecuada los pavimentos, son los mismos a los cuales se enfrenta la mecánica de suelos: resistencia y deformación. Por ello es necesario conocer la distribución de los esfuerzos en la estructura de una obra vial, originados por las cargas impuestas por el tránsito sobre la superficie de rodamiento, ya sea una calle, un aeropuerto, una carretera, etc.

Antiguamente, se suponía que las cargas impuestas en forma superficial a los suelos, se distribuían a través de ellos de acuerdo con un ángulo de 30° con la vertical.

Después, se demostró que esa suposición no era correcta y el francés J. Boussinesq, con base en la teoría de la elasticidad, derivó la fórmula para calcular la distribución de esfuerzos, inducidos por una carga superficial concentrada, a través de una masa de suelo homogénea e isotrópica de dimensiones semiinfinitas.

De acuerdo con esta teoría, el esfuerzo normal ( $\sigma_z$ ) que obra sobre una partícula situada a una profundidad ( $z$ ) a partir de la superficie y a una distancia ( $r$ ) de la carga concentrada es:

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2}$$

en la que:

$$K = \left( \frac{3}{2\pi} \right) \left( \frac{1}{(1 + (r/z)^2)^{3/2}} \right)$$

Según esta ecuación, el esfuerzo normal  $\sigma_z$  es independiente de las características del suelo. Para el caso de pla-

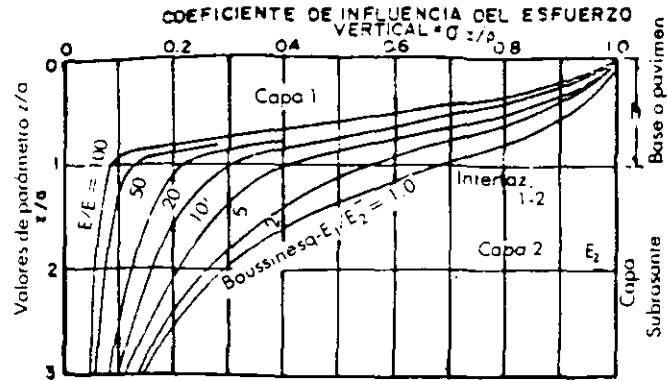


Fig. 13-1 Gráficas que muestran la distribución de los esfuerzos en el caso de tener dos materiales, el primero con módulo de elasticidad  $E_1$  y espesor finito  $h$ , y el segundo con módulo de elasticidad  $E_2$  y espesor infinito.

cas circulares de radio  $a$ , con carga repartida en forma uniforme, se efectuó una integración de la ecuación anterior; para el cálculo práctico de esta solución, se cuenta con los nomogramas de Neumark y los valores tabulados de Ahlvin y Ulery.

La estructuración de los pavimentos flexibles se ha tomado en cuenta que los módulos de elasticidad de las capas que los constituyen tengan un valor menor, a medida que su localización es más profunda; a esto se debe que en fechas recientes ha tomado auge el estudio de estos pavimentos basándose en las teorías de distribución de esfuerzos a través de suelos estratificados.

Burminster efectuó el estudio para el caso de la doble capa, que consta de un primer estrato superior de espesor finito, que se apoya en el siguiente de espesor infinito; ambas extendiéndose indefinidamente en sentido lateral.

Las gráficas de la Fig. 13-1 indican la solución para el caso particular en que el espesor del pavimento (subbase, base y carpeta asfáltica muy delgada), tenga un espesor igual al radio de la placa cargada y variando la relación de los módulos de elasticidad.

En este caso, se pueden calcular las deflexiones totales, haciendo uso de la ecuación siguiente para la que el valor  $F$ , se obtiene de la Fig. 13-2.

$$\Delta = c \frac{pa}{E_2} F_2$$

en la que:

- $c = 1.5$  para placas flexibles
- $c = 1.18$  para placas rígidas
- $p$  = presión de contacto
- $a$  = radio de la placa
- $E_1, E_2$  módulos de elasticidad de las capas 1 y 2
- $F_2$  = factor que se obtiene de la Fig. 13-5

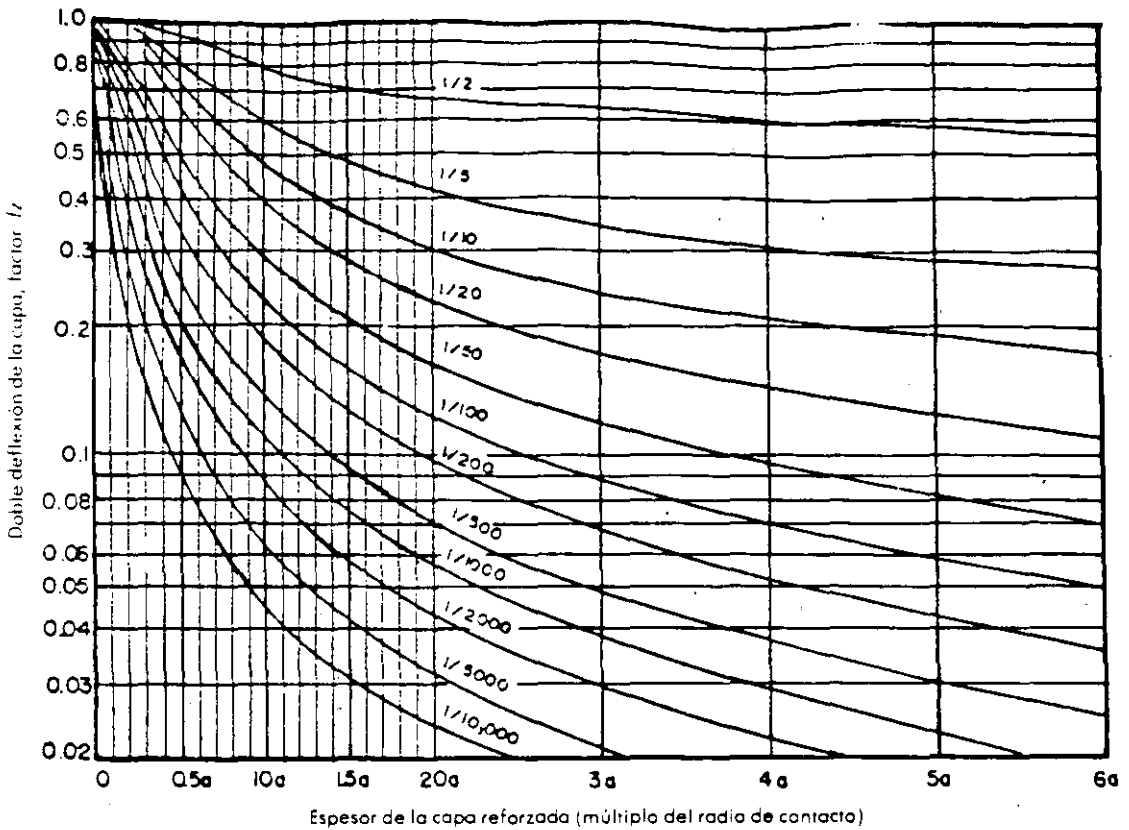


Fig. 13-2 Gráficas para encontrar el valor de  $F_2$  con el que se calculan las deflexiones en un sistema de doble capa.

$F_2$



El caso de la triple capa (Fig. 13-3), es aquél en que se tienen en la parte superior dos capas de espesor finito ( $h_1$  y  $h_2$ ), que se apoyan sobre una tercera de espesor infinito, teniendo las tres, diferentes módulos de elasticidad ( $E_1$ ,  $E_2$  y  $E_3$ ).

Haciendo uso de gráficas y tablas, debidas a los estudios de Jones y Peattit, se pueden conocer diferentes esfuerzos en las superficies de contacto; las deformaciones, se pueden calcular con las ecuaciones generales de la teoría de la elasticidad.

Para el ingeniero proyectista, es importante analizar las consecuencias que se presentan cuando se modifican las características de las capas en cuanto a espesor y módulos de elasticidad; así, analizando la Fig. 13-4 se observa que al aumentar el espesor de la segunda capa, se disminuyen los esfuerzos normales en la subrasante (3a. parte). El mismo efecto, pero disminuido se tiene al aumentarse  $E_1/E_2$  (Fig. 13-1).

En relación con los asentamientos, éstos se verifican en un 80% en las terracerías y como la magnitud de las deformaciones es función directa de los esfuerzos actuantes, los mismos factores que hacen disminuir a éstos, harán disminuir a aquéllas.

El beneficio que se tiene al aumentar la rigidez de la capa superior, sin modificar la de las inferiores, es a costa del aumento de los esfuerzos cortantes horizontales, principalmente en la capa superior, como se observa en la Fig. 13-5, en la que además se nota que el esfuerzo máximo se presenta aproximadamente al centro de la capa y

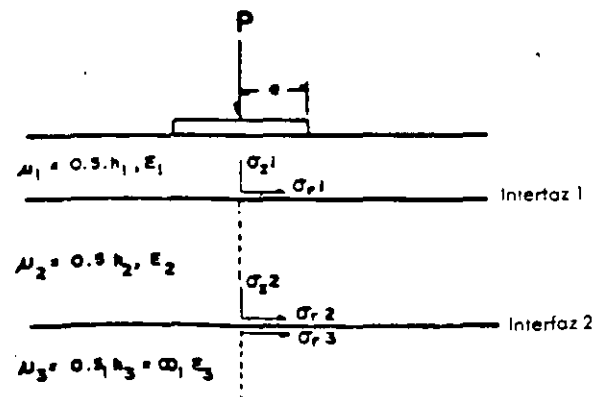


Fig. 13-3 Sistema de triple capa: dos capas de espesor finito, y la tercera de espesor infinito. Los módulos de elasticidad son  $E_1, E_2$  y  $E_3$  respectivamente.

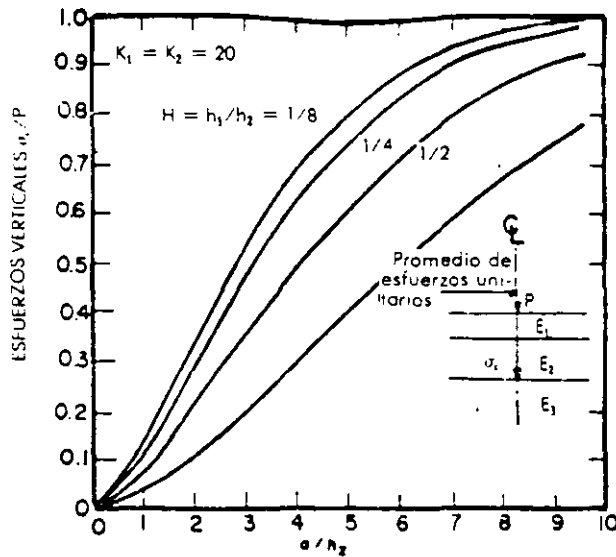


Fig. 13-4 Relación de esfuerzos verticales en la segunda interfaz de un sistema de tres capas en función de  $a/h_2$  y  $h_1/h_2$ .

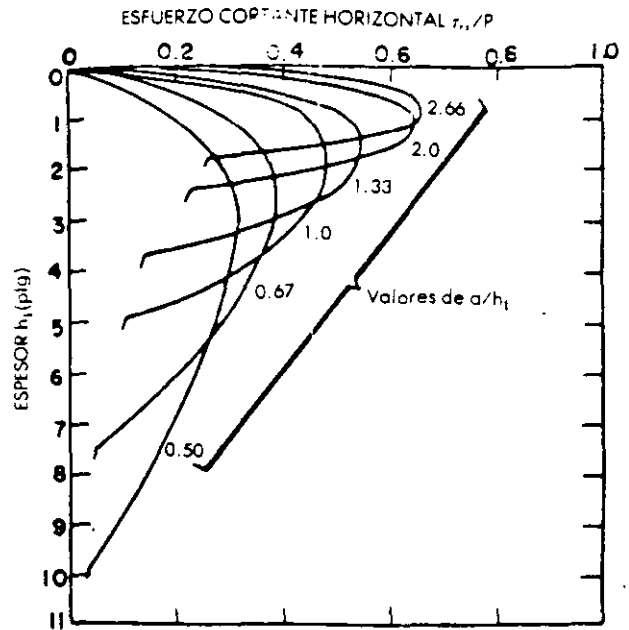


Fig. 13-6 Gráficas que muestran la influencia de  $a/h$  sobre la localización y magnitud de  $\tau_{xz}/P$  para  $a = 5 \text{ plg}$ ,  $k_1 + k_2 = 20$ .

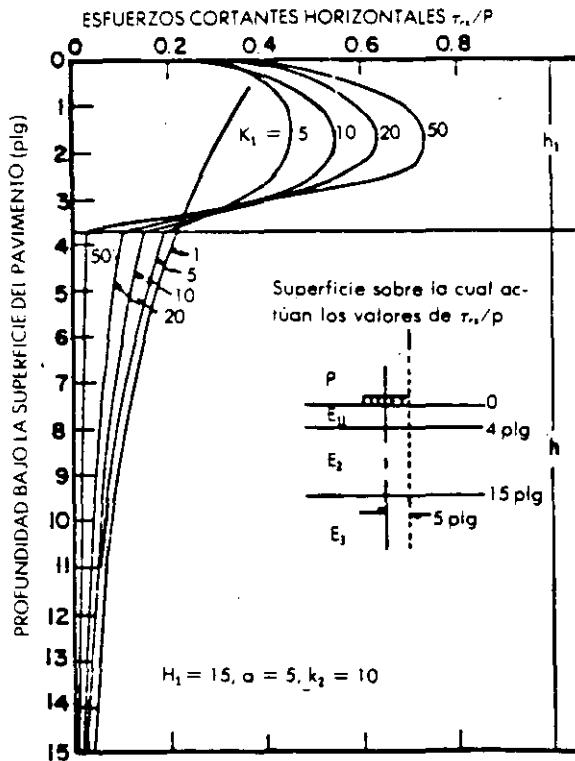


Fig. 13-5 Distribución típica de esfuerzos cortantes en un sistema de tres capas.

bajo la orilla de la placa cargada; por otro lado, se indica que al aumentar la relación  $E_1/E_2$  los esfuerzos de este tipo, en la interfaz, tienden a disminuir.

En la Fig. 13-6, se aprecia que en este esfuerzo cortante horizontal, la disminución es considerable al aumentar el espesor  $h_1$  y el máximo tiende a localizarse en el tercio superior de la capa.

Como se observa en la Fig. 13-7, los esfuerzos de tensión en la primera superficie de contacto entre las capas se incrementan con rapidez al aumentar el valor de  $E_1/E_2$ , sobre todo si el espesor de la carpeta asfáltica ( $h_1$ ) es menor al de la base ( $h_2$ ). Esta observación indica con claridad la conveniencia de colocar carpetas de concreto asfáltico sobre bases rigidizadas (cemento o cal), para aumentar el valor  $E_2$  y que no es conveniente utilizar carpetas asfálticas rígidas de espesores reducidos.

De la Fig. 13-8 en donde se señala el efecto que se tiene en el pavimento al modificar la presión de las llantas o la carga de rueda, se deduce que un aumento en la carga requiere aproximadamente el mismo espesor pero de mejor calidad; en cambio, si se aumenta la presión, sí se requiere aumento en el espesor.

## TIPO DE FALLAS EN LOS PAVIMENTOS

Recién abierta una obra vial al servicio, debe presentar condiciones óptimas para su operación; al transcurrir el tiempo, debido al uso, se va deteriorando, disminuyendo cada vez más la facilidad de tránsito, debiéndose conservar normal adecuada y rehabilitaciones oportunas para que la obra no llegue a su falla en forma prematura.

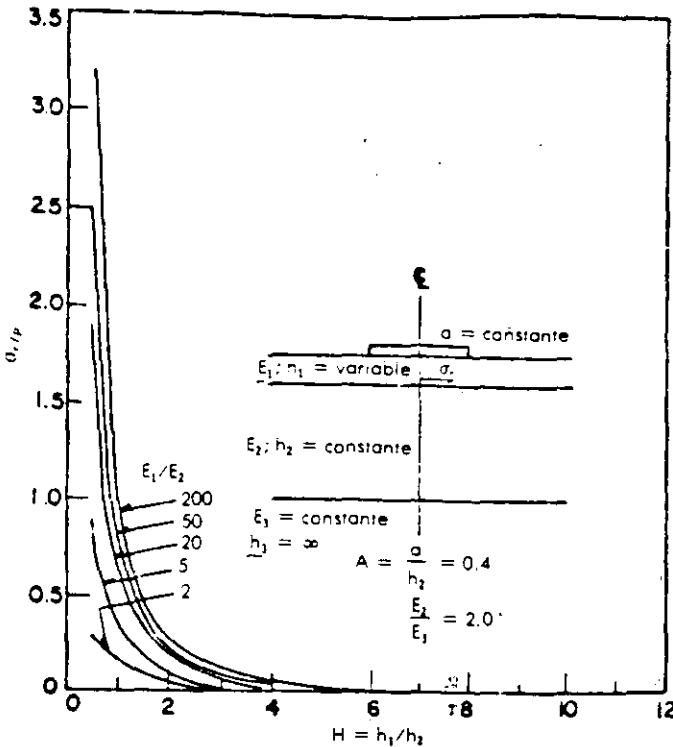


Fig. 13-7 Gráficas que muestran la variación del esfuerzo tangencial en la superficie que delimita a la primera y segunda capas al variar sus esfuerzos y la rotación  $E_1/E_2$ .

En relación con las fallas de pavimentos, estas pueden ser de tipo estructural o funcional, de acuerdo con los parámetros que se tienen para definirlos.

La falla estructural, es aquella que implica una destrucción de la estructura del pavimento, y en general, es debida a que el tránsito que ha soportado es mayor al que se calculó para su vida útil; si éste es el caso, se puede considerar que la estructura cumplió su cometido; en otras ocasiones la falla estructural se presenta en forma prematura, es decir, mucho antes que se termine el periodo de vida útil y, entonces, se debe a espesores reducidos de pavimento, a que los materiales usados fueron de mala calidad, a menudo combinados con un mal drenaje y baja compactación.

La falla funcional es aquella que tienen los caminos cuando las deformaciones superficiales son mayores a las tolerables y presentan ciertas incomodidades al tránsito, de acuerdo con el tipo de camino del cual se trate, ya que se puede tener una superficie de rodamiento con deformaciones que son aceptables para caminos secundarios, pero que pueden considerarse inconvenientes para autopistas y que, por tanto, para este caso que ha llegado la falla funcional.

Ligado a este concepto de falla funcional, se tiene el índice de servicio que es una calificación de la superficie de rodamiento. Este índice se estima en función del estado físico de la superficie de rodamiento, la que los técnicos califican de acuerdo a los baches, deformaciones y grietas que presenta, o bien con la opinión de los usuarios.

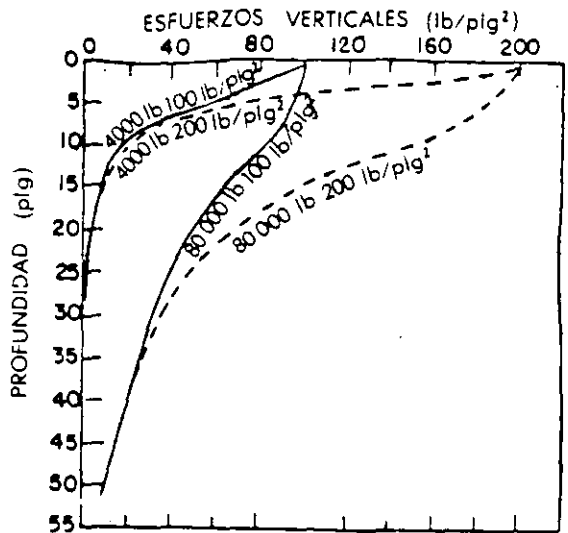


Fig. 13-8 Variación del esfuerzo vertical con la profundidad, al cambiar los valores de las cargas y las presiones.

El índice de servicio se califica en escala de 1 a 5; en caminos de primer orden se requiere que este valor sea como mínimo de 2.5 a 3.0 para considerárseles en condiciones aceptables, pero que ya conviene reacondicionarlos; para caminos secundarios, esta condición se tiene con calificación de 2.

El criterio de calificación para obtener el índice de servicio varía de acuerdo a la dependencia encargada de construir o conservar los caminos de un país; en México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes cuenta al respecto con el manual denominado "Aplicación de los Conceptos de Calificación y Comportamientos a la Reconstrucción y Conservación de Carreteras", de acuerdo con el cual se realiza la calificación de los caminos de la red nacional. Para pavimentos de caminos nuevos, esta consideración de fallas, debe estar implícita en las curvas o criterios de proyecto.

### TECNOLOGIAS PARA EL PROYECTO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

En general, las tecnologías para el proyecto de pavimentos flexibles que actualmente están en vigor en el mundo son de tipo empírico y se basan en los siguientes aspectos.

- Cumplimiento de las normas de calidad de los materiales y observación de los procedimientos de construcción.
- Elección de una prueba de resistencia.
- Correlación de los resultados de la prueba de resistencia con el comportamiento real de los pavimentos.

d. Obtención de nomogramas o modelos matemáticos de proyecto.

Con lo anterior queda establecido en forma clara, que los nomogramas o modelos matemáticos sólo deben utilizarse para la prueba de resistencia utilizada en la correlación, ya que de no hacerse así se pueden cometer errores importantes. Se ha visto, por ejemplo, que si se usa un nomograma obtenido de una prueba de valor relativo de soporte (prueba de resistencia) con datos correspondientes a variantes de ella, se puede sub o sobre diseñar el pavimento en relación de 1:2 con respecto a lo necesario.

En este momento, es conveniente hacer notar que al igual que otras obras de ingeniería, las obras viales en general y el pavimento en particular deben ser económicas (costo inicial, de operación y mantenimiento), para dar el servicio de proyecto. Dado el carácter empírico en el proyecto de pavimentos se presta a que lo realicen personas sin conocimientos, a lo cual, se deben oponer los profesionistas de la ingeniería.

Debido a la enorme gama de materiales que se utilizan en vías terrestres, por lo general en caminos y ferrocarriles, que fácilmente tienen centenas de kilómetros de longitud, la prueba de resistencia que se adopte, debe ser de fácil ejecución y de baja variabilidad en sus resultados, que sea confiable y se pueda aplicar a los materiales que se tengan en la obra, principalmente a los de cuerpo del terraplén y capa subrasante; las pruebas muy elaboradas a menudo son tardadas y con alta variabilidad.

Para realizar la correlación de los resultados de la prueba de resistencia con el comportamiento real de los pavimentos, se deben utilizar criterios de calificación y falla, extrapolando los resultados a la vida útil de la obra.

Se han hecho intentos de efectuar la correlación por medio de pistas circulares de laboratorio en las que se estudia el comportamiento de diferentes secciones estructurales al hacerse circular sobre ellas una rueda con determinado peso y presión; con ello, se tiene la ventaja de realizar mediciones a diferente número de pasadas y en ocasiones, llevar las secciones a la falla; sin embargo, tienen la desventaja que no se pueden reproducir todas las variables de clima y drenaje que se pueden tener en realidad en las obras.

El intento más conocido para elaborar una tecnología real del pavimento durante su vida útil, ha sido la prueba realizada por la AASHTO, en Otawa, Illinois, para la cual se construyeron en prototipo pistas de longitud considerable con diferentes secciones de pavimentos, variando principalmente los espesores de las capas, constituidas con materiales de esa región, de calidad muy constante.

Las secciones se llevaron hasta la falla, haciendo que los vehículos del ejército de los EUA, pasaran por ellas de día y de noche. De todas las observaciones que se obtuvieron, se llegó a una tecnología que tiene como principales limitaciones, para hacerse extensiva: los materiales usados, al clima, que en esa región tiene mucha influen-

Faltó una figura — mal aquí el kneading compactor

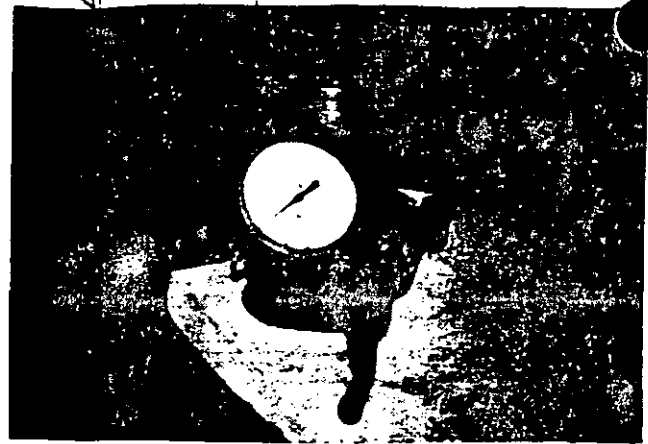


Fig. 13-9/ Estabilómetro de Hveem.

cia, y a que no se utilizó una prueba determinada de resistencia para hacer correlaciones; sin embargo, esta asociación ha recomendado a las agencias de caminos, que sin cambiar sus procedimientos de prueba, traten de correlacionar la experiencia de cada una de ellas con los resultados de la investigación en prototipo, lo cual es muy recomendable, pues se puede utilizar para afinar las diferentes tecnologías sin un costo importante.

### Método de Hveem

Este método está en uso en el estado de California, EUA, y se basa en cuatro pruebas: exudación, expansión, estabilidad y cohesión, los especímenes se elaboran compactándolos con el aparato llamado amasador (kneading compactor), el cual es bastante robusto (Fig. 13-9) y está acoplado a una compresora; comprime al material dejando caer primero un pisón, pero en cuanto toca al material, se aumenta la presión hasta un cierto valor; esta acción se repite 100 veces; se preparan 3 o 4 especímenes con diferentes humedades que darán lugar a diferentes pesos volumétricos secos, sin que se especifique cuáles son, ni qué relación tienen con las condiciones reales de la obra. Una vez que los especímenes fueron elaborados en la forma descrita, se les proporciona una compactación estática con una carga con la que el material empiece a expulsar agua; a esta carga dividida entre la superficie en la que se aplica se le llama presión de exudación. Se deben tener 3 o 4 especímenes en los que la presión de exudación sea mayor a  $7 \text{ kg/cm}^2$  ( $100 \text{ lb/plg}^2$ ) pero menor a  $55 \text{ kg/cm}^2$  ( $800 \text{ lb/plg}^2$ ). Se registra esta presión para cada uno de los especímenes.

Con los especímenes anteriores se realiza la prueba expansión, utilizando el aparato que se muestra en la Fig. 13-10. En ésta, se encuentra la presión de expansión que producen los especímenes en presencia de agua, confina-

*aquí el estabilizado*



Fig. 13-10 Cohesímetro de Hveem.

Tipo de material	Valor de cohesión	Valor de equivalencia a grava (GF)
Concreto asfáltico (IT < 8)	2000	2.0
Base rigidizada con cemento pt.	1500	1.7
Concreto asfáltico (IT > 8)	1500	1.7
Mezclas en el lugar	400	1.3
Base tratada con cal	300	1.2
Materiales sin tratar	100	1.0

Fig. 13-11 Valores de cohesión y de factor de grava según el método de Hveem para diferentes tipos de materiales.

dos en el molde cilíndrico en el que en la parte superior se coloca agua (sobre el espécimen).

La presión de expansión se obtiene al conocerse la deflexión de una lamina calibrada que se tiene en un marco, sobre el cilindro que contiene la muestra. Con este dato se obtiene para cada humedad un espesor de pavimento ( $D_2$ ) tal, que su peso por unidad de superficie sea igual a la presión de expansión; es decir, este espesor ( $D_2$ ) será suficiente para contrarrestar la presión de expansión de las capas inferiores al pavimento; este espesor se calcula con la fórmula:

$$D_2 = \frac{\text{Presión de expansión}}{\text{Peso volumétrico del material}}$$

En seguida se encuentra la estabilidad de los especímenes utilizando el aparato denominado estabilómetro (Fig. 13-11) que es de tipo triaxial; consiste de un cilindro metálico exterior con una ceja en los extremos y con una membrana de hule en la parte interior, entre las cuales se coloca aceite, cuya presión se mide por medio de un manómetro.

La prueba consiste en introducir el espécimen en el aparato y darle una presión vertical ( $P_v$ ) de 160 lb y obtener la presión horizontal ( $P_h$ ) que se desarrolla en la cámara de aceite, al deformarse el material lateralmente; también el número de vueltas ( $D_n$ ) que se le da a un volante en forma manual para pasar la presión del aceite de 5 a 100 lb/plg<sup>2</sup> (siempre con el espécimen dentro del aparato); con los datos anteriores se calcula el valor de resistencia  $R$ , haciendo uso de la siguiente fórmula:

$$R = 100 - \frac{100}{(2.5/D_n) [(160/P_h) - 1] + 1}$$

Para el proyecto de espesores también se requiere el valor de la cohesión ( $C$ ) que se obtiene por medio del cohe-

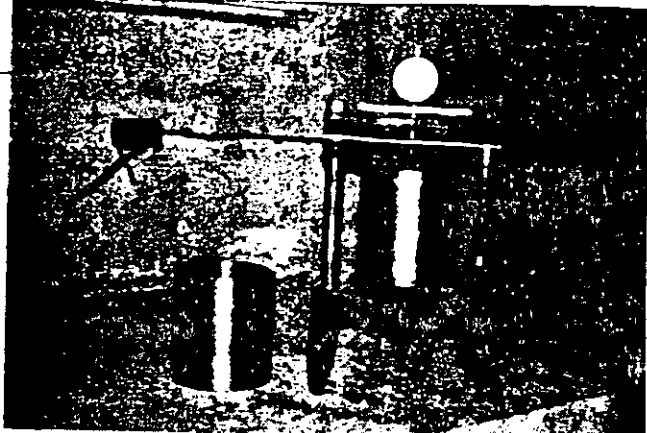


Fig. 13-10 Expansiómetro de Hveem.

siómetro (Fig. 13-12); esta prueba se realiza a los materiales que estarán sobre la capa que se está estudiando o se toman de los valores promedio obtenidas a través del tiempo (Fig. 13-13).

El espesor de pavimento que se requiere por resistencia ( $D_1$ ) es función de los valores  $R$  y  $C$  y del índice de tránsito ( $IT$ ), que se calcula con la siguiente fórmula:

$$IT = 6.7 \left( \frac{EWL}{10^6} \right)^{0.119}$$

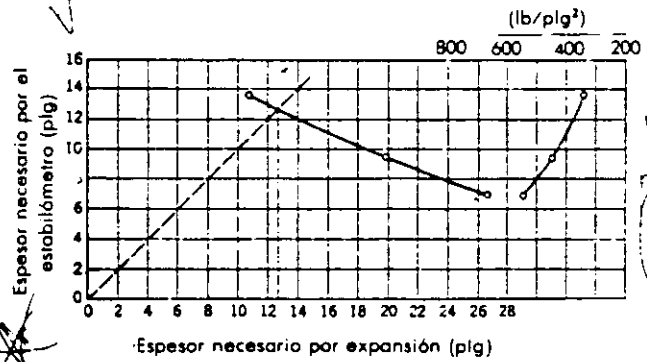


Fig. 13-13 Forma de obtener el espesor de proyecto de acuerdo al método de Hveem.

en la que  $EWL$  es el número de ejes equivalentes 3.2 ton que pasarán por el carril de diseño durante la vida útil de la obra y que se obtiene de la forma indicada en el capítulo correspondiente a tránsito.

A últimas fechas, el espesor del pavimento, en lo que a resistencia se refiere, se calcula por medio de la fórmula:

$$G_E = 0.0032 (IT) (100 - R)$$

en donde  $G_E$  es el espesor de pavimento con material natural, el cual se corrige de acuerdo al factor de grava del pavimento que se va a utilizar y es función del valor de cohesión del mismo; ambos se muestran en la Fig. 13-13.

La forma con la que se ha calculado el espesor del pavimento y el valor de  $R$  han cambiado a medida que ha pasado el tiempo para adecuarlas a las condiciones que se van teniendo en la realidad, por lo que, aunque se basa en pruebas más o menos elaboradas, los cálculos se correlacionan con el comportamiento real de las obras, como ya se dijo antes.

De la manera indicada, se tendrá un espesor  $D_1$  (por carga) y otro  $D_2$  (por expansión) para cada humedad; con éstos espesores se hace una gráfica (Fig. 13-14), colocando en las abscisas el espesor  $D_1$  y en las ordenadas el  $D_2$ ; el espesor de proyecto se encuentra en la intersección de la gráfica anterior y una línea a 45° a partir del origen; lo que quiere decir que este espesor  $D_p$  de proyecto satisface ambas características.

La presión de exudación del material que corresponde a las condiciones de proyecto debe ser cuando menos de 400 lb/plg<sup>2</sup> (28 kg/cm<sup>2</sup>).

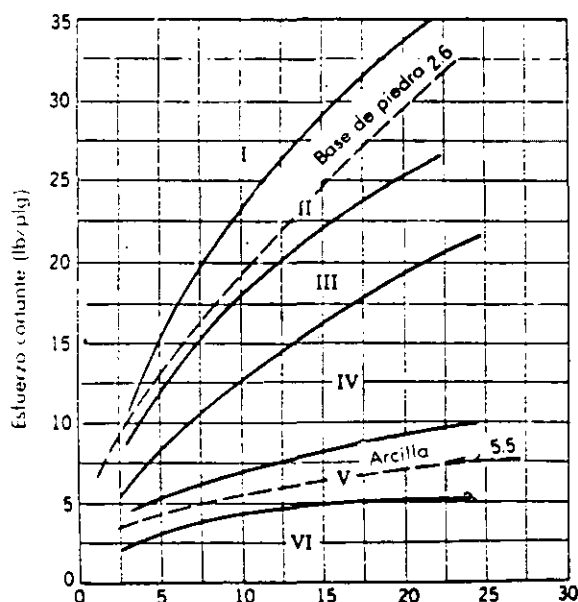


Fig. 13-14 Envolvente de Mohr para el cálculo de espesores de pavimento de acuerdo al método Triaxial de Texas.

Este método a pesar de ser muy elaborado y costoso, no se basa en las condiciones reales de peso volumétrico y humedad que en realidad puedan tener los materiales en la obra; así, al compactar los materiales, no se indica cuál es el peso volumétrico que se debe tener y además al hacer la prueba de exudación se coloca al espécimen en una condición cercana a la de saturación, por lo que al agregarle agua, en la parte superior, la expansión es menor a la de un espécimen con mayor cantidad de vacíos sin agua e igual peso volumétrico seco, aunque por otro lado, la saturación no es una condición normal en las estructuras viales.

En el país sólo se ha utilizado este método para realizar alguna investigación.

### Método triaxial de Texas

Se elaboran dinámicamente 6 especímenes con las condiciones de peso volumétrico, peso y humedad que el proyectista cree conveniente; y se secan parcialmente por 9 h en un horno a 60° y entonces se humedecen por capilaridad hasta que se obtiene el equilibrio, en seguida se les realizan pruebas triaxiales con diferentes presiones de confinamiento, con lo que por medio de círculos de Mohr se obtiene la envolvente que se dibuja en una forma especial (Fig. 13-14), con lo que se le da un valor de acuerdo a la zona en que quedó alojada, aproximado al décimo; con el valor anterior se entra a la curva de diseño tomando en cuenta el promedio de los 10 ejes más pesados que transitan por la obra. La gráfica da el espesor de material sobre la capa en estudio (Fig. 13-15).

El método desarrollado en Kansas también se basa en pruebas triaxiales que se realizan con presiones laterales de 20 lb/plg<sup>2</sup>. Con estas pruebas se obtienen los módulos de elasticidad secantes para la gama de esfuerzos que se tendrán en la obra y tomando en cuenta un coeficiente ( $n$ ) para el grado de saturación y otro ( $m$ ) para el volumen diario de vehículos, se obtiene el espesor de material necesario ( $T$ ) sobre la capa en estudio con la fórmula:

$$T = \left[ \sqrt{\frac{3 P m n}{2 \pi E A} - a^2} \right] \left[ \sqrt{\frac{E}{E_p}} \right]$$

- $P$  = Carga máxima legal.
- $A$  = Deformación máxima permitida = 0.1 plg.
- $E$  = Módulo de elasticidad de las terracerías.
- $E_p$  = Módulo de elasticidad del pavimento.
- $a$  = Radio del área de contacto de la llanta.

Existen otras tecnologías que se basan en diferentes pruebas, algunas tan burdas que sólo toman en cuenta la clasificación de los materiales de terracería sin tomar otras condiciones ambientales y del subsuelo; sin embar-

Cargas por rueda (1000 lb) Para caminos con larga vida (20-30 años)

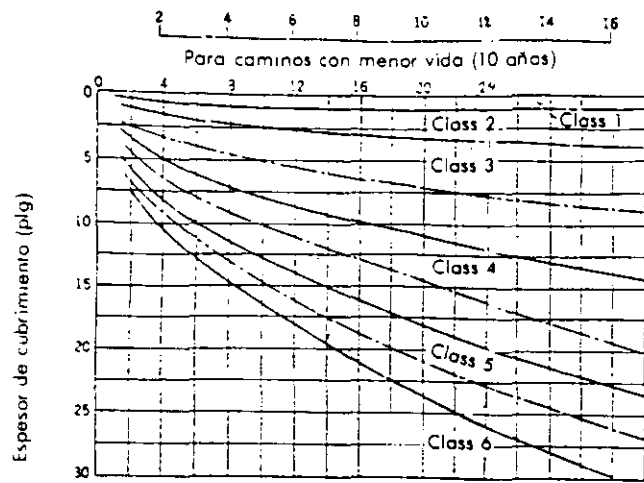


Fig. 13-15 Nomograma para calcular el espesor de pavimento de acuerdo al método Triaxial de Texas.

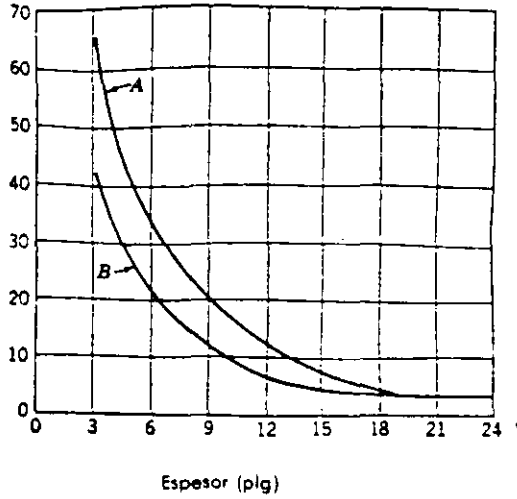


Fig. 13-16 Nomogramas iniciales de California de acuerdo al método de VRS.

go, la prueba de resistencia más usada en el mundo, aún en métodos más modernos y elaborados, es la del valor relativo de soporte (VRS), aunque su aplicación varía con las modalidades adoptadas por las agencias de caminos nacionales o estatales (departamentales) para elaborar los especímenes o interpretar los resultados de las pruebas.

### Métodos basados en el valor relativo de soporte

El método de proyecto de pavimentos basado en el VRS fue inicialmente utilizado en el estado de California, en donde seguramente el inventor fue el Sr. Porter, dándole

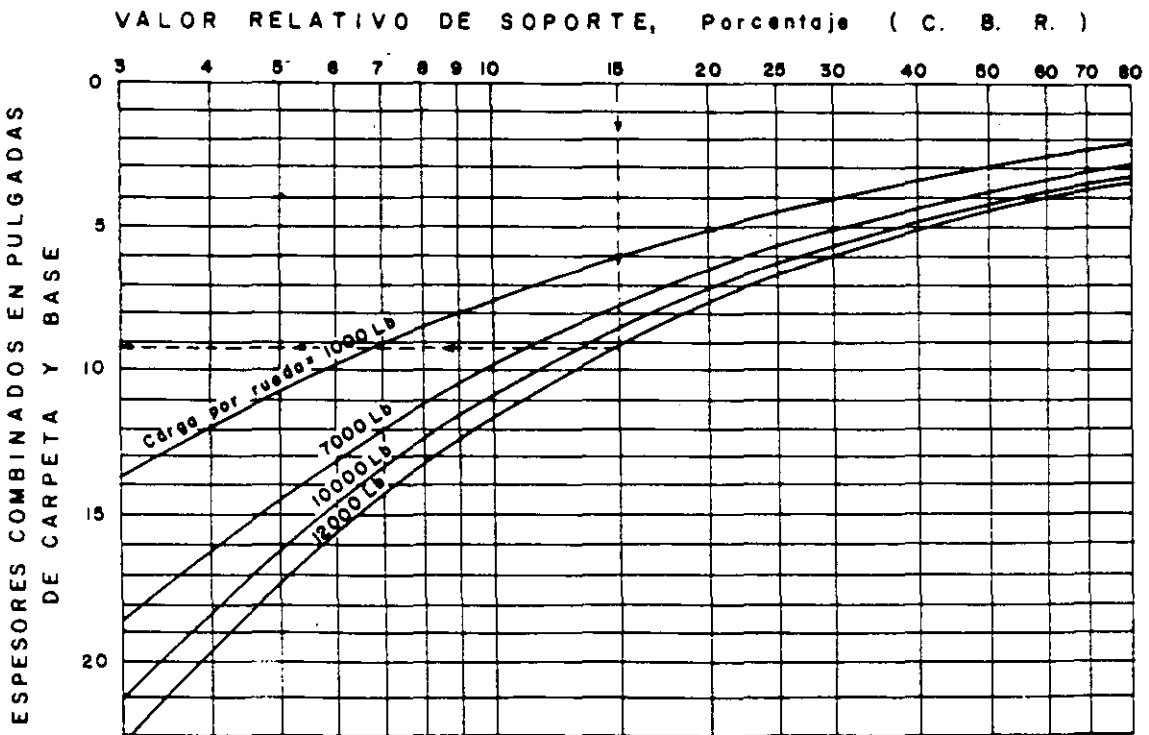


Fig. 13-17 Nomograma de proyecto de California en base a un nivel fijo de tránsito.



la denominación de California Bearing Ratio (CBR). Este valor se obtiene tal como se indicó en capítulos anteriores, al describir la prueba de Porter estándar en la que la compactación del espécimen es de tipo estático y una vez que deja de expandirse por saturación se procede a la penetración para calcular el VRS, que como ya se definió, es la relación en porcentaje de las resistencias a la penetración de un material en estudio y la de un material estándar (caliza triturada):

$$VRS = \frac{\text{Resistencia a la penetración del material en estudio}}{\text{Resistencia a la penetración del material estándar}} \cdot 100$$

Como ya intuyó el lector, Valor Relativo de Soporte (VRS) es la traducción que se ha hecho en el país del término California Bearing Ratio (CBR).

De acuerdo a las observaciones realizadas a las obras que se tenían en ese Estado, diseñaron el nomograma de proyecto de pavimentos que se muestra en la Fig. 13-16, en la que la curva B correspondió a la original de los años 20, para cargas por rueda de 600 lb y la curva A para cargas por rueda (duales) de 900 lb, que se utilizó según la práctica de la década de los cuarentas. Más tarde utilizaron las gráficas que se muestran en la Fig. 13-17, en las que cada una de las curvas corresponde a la carga equivalente del eje del vehículo que más daño causará al pavi-

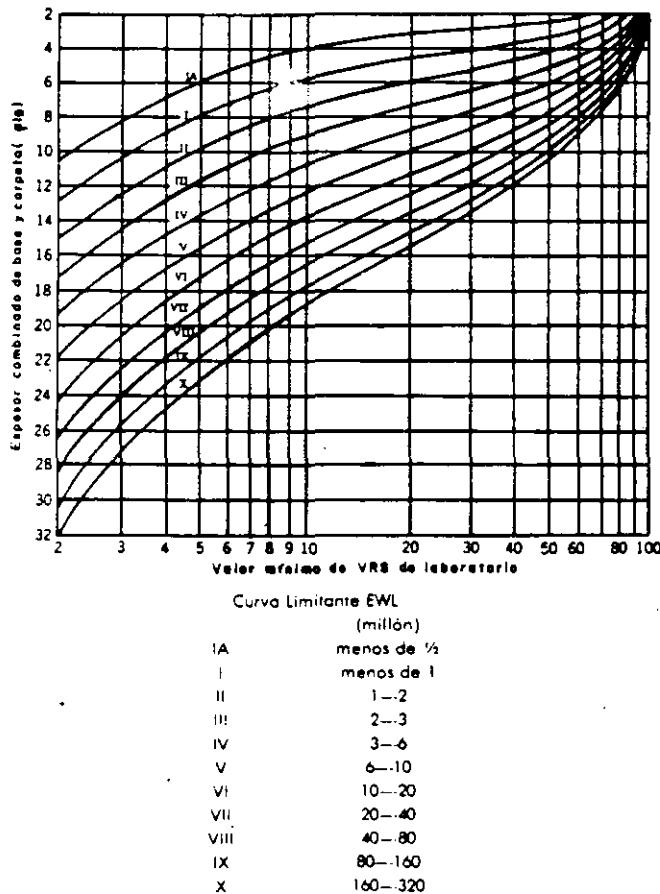
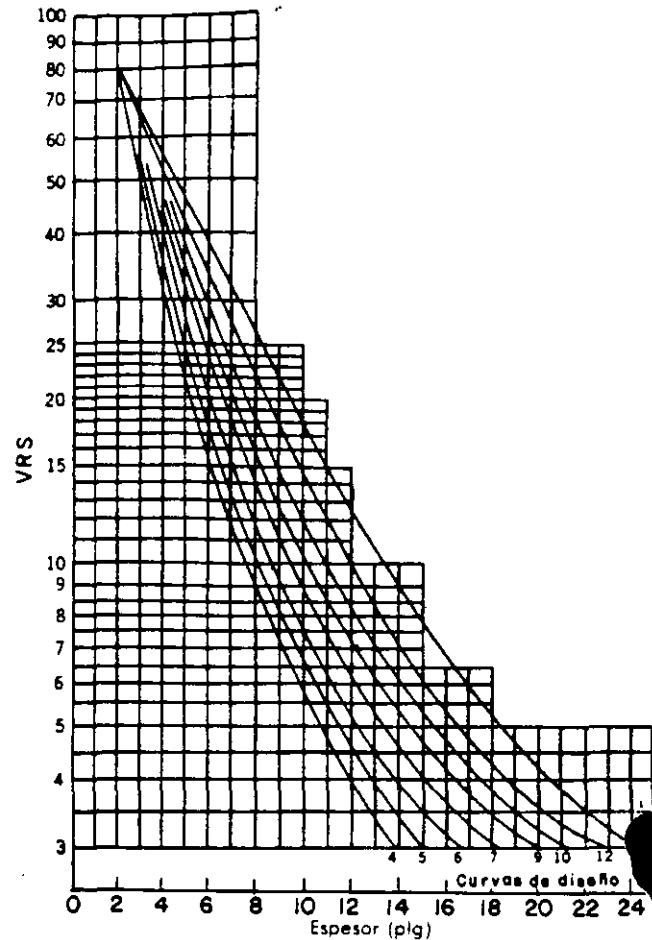


Fig. 13-16 Nomograma de proyecto de Kentucky en base a VRS y tránsito.



Factores	Clasificaciones	Valor
Precipitación anual	5-10 plg	0
	10-15 plg	1
	15-20 plg	3
	20-25 plg irrigación ligera	6
	25-50 plg irrigación fuerte	10
Nivel de aguas freáticas	profundo	0
	10-6 pies bajo la rasante	1
	6-4 pies bajo la rasante	3
Acción de heladas	4-2 pies bajo la rasante	5
	Ninguna	0
	Ligera	1
Condiciones existentes	Media	3
	Fuerte	8
	Excelentes	0
Tráfico	Regulares	2
	Adversas	6
	0.02-2.0 millones	0
	1.0-2.0 millones	2
	2.0-3.0 millones	4
	3.0-5.0 millones etc.	6
	15.0 más de millones	24

(a)

Factores	Clasificaciones	Valor
Precipitación anual	5-10 plg	0
	10-15 plg	1
	15-20 plg	3
	20-25 plg irrigación ligera	6
	25-50 plg irrigación fuerte	10
Nivel de aguas freáticas	profundo	0
	10-6 pies bajo la rasante	1
	6-4 pies bajo la rasante	3
Acción de heladas	4-2 pies bajo la rasante	5
	Ninguna	0
	Ligera	1
Condiciones existentes	Media	3
	Fuerte	8
	Excelentes	0
Tráfico	Regulares	2
	Adversas	6
	0.02-2.0 millones	0
	1.0-2.0 millones	2
	2.0-3.0 millones	4
	3.0-5.0 millones etc.	6
	15.0 más de millones	24

(b)

Fig. 13-19 (a) Nomograma para el cálculo de espesores: acuerdo al método utilizado en Wyoming en base a VRS corregido por diferentes condiciones regionales y tránsito; (b) Obtención del número de la curva de proyecto.

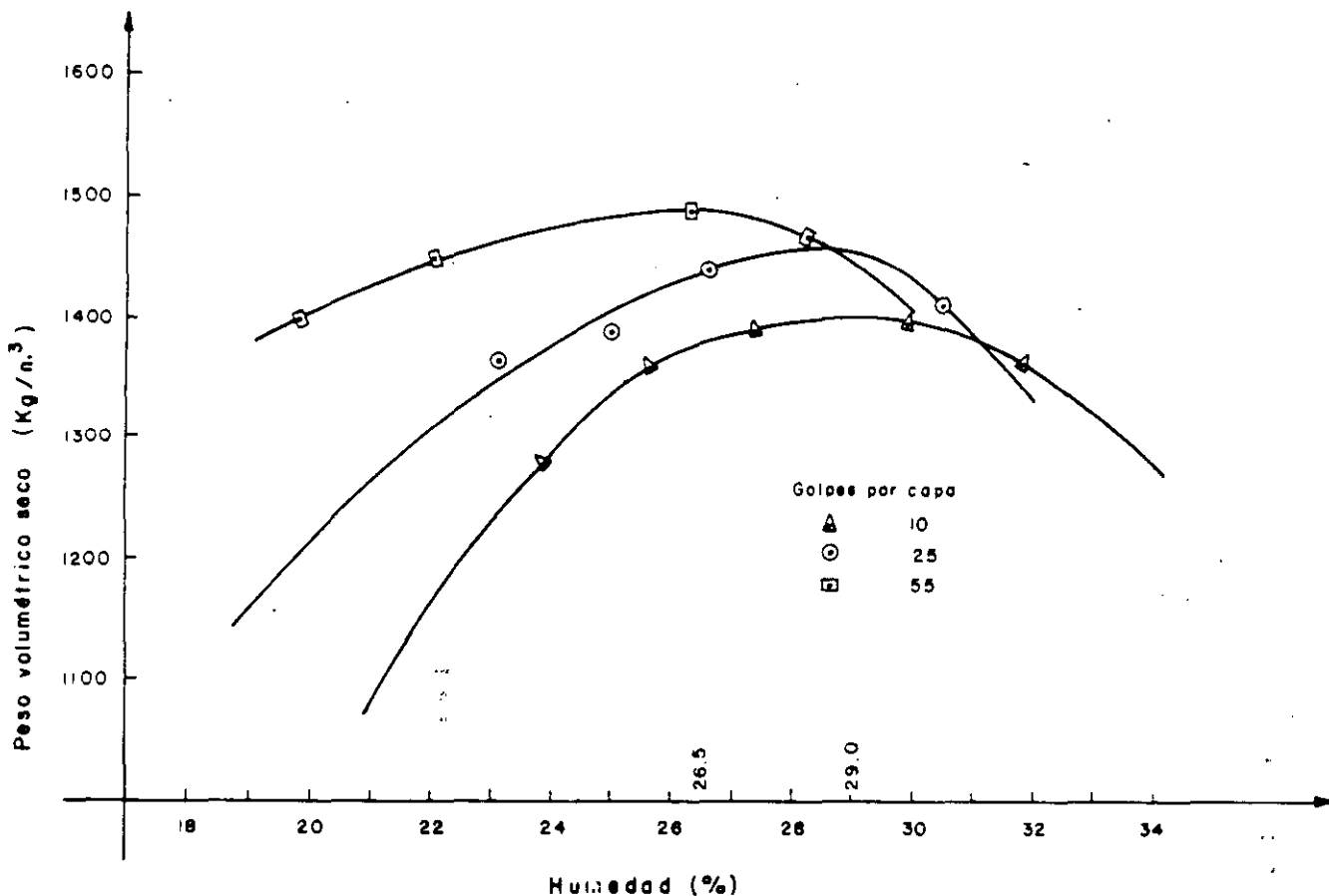


Fig. 13-20 Curvas de compactación de acuerdo al método del Cuerpo de Ingenieros para 12, 28 y 56 golpes por capa con un pisón de 4.5 kg.

mento, es decir, que al principio en el estado de California, para el proyecto de sus pavimentos, utilizaron el tránsito a un nivel fijo.

Otros estados de EUA también han utilizado el VRS de California, como en Kentucky, que utilizaron el nomograma de proyecto que se muestra en la Fig. 13-18; cada una de las curvas corresponde a un tránsito de ejes equivalentes a 2300 kg (5000 lb), utilizando los factores de equivalencia que se dan en la figura.

También el estado de Wyoming ha utilizado el VRS para el proyecto de los pavimentos de sus carreteras por medio del nomograma que se muestra en la Fig. 13-19, en el que se tienen curvas numeradas del 4 al 15.

El número de la curva que debe utilizarse se obtiene en función del VRS obtenido, la precipitación anual, la posición de las aguas freáticas (NAF), la acción de las heladas; el tránsito y algunas otras condiciones de la zona en que se localiza el camino.

De acuerdo con cada uno de estos factores se obtiene un valor de la tabla que se muestra en la Fig. 13-19; con la suma de los diferentes valores obtenidos en la parte superior del diagrama se indica el número de la curva que se debe utilizar para el proyecto, al tomarse en cuenta los

factores que influyen en el comportamiento del pavimento, es decir, factores que puedan influir desfavorablemente en la resistencia de las terracerías. Sin embargo, las condiciones de humedad requieren de una misma calificación si se trata de una terracería arenosa, o de tipo arcilloso y si ésta tiene alta o baja plasticidad.

### Método del Cuerpo de Ingenieros

Hasta aquí se han descrito varios métodos que utilizan el VRS (CBR) obtenido de la prueba de Porter estándar (estática y saturada); sin embargo, existen otras tecnologías que utilizan este valor de resistencia, pero cambiando el procedimiento para la elaboración del espécimen; el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EUA cambió, por comodidad, la forma de compactación, de estática a dinámica y desarrollaron una tecnología propia que consiste en obtener curvas de compactación (Fig. 13-20) de los materiales de terracería para tres energías diferentes utilizando un pisón de 4.5 kg de peso, con caída libre de 46 cm en tres capas; la primera curva es para una energía correspondiente a 12 golpes por capa, la 2a. para 28 golpes y la

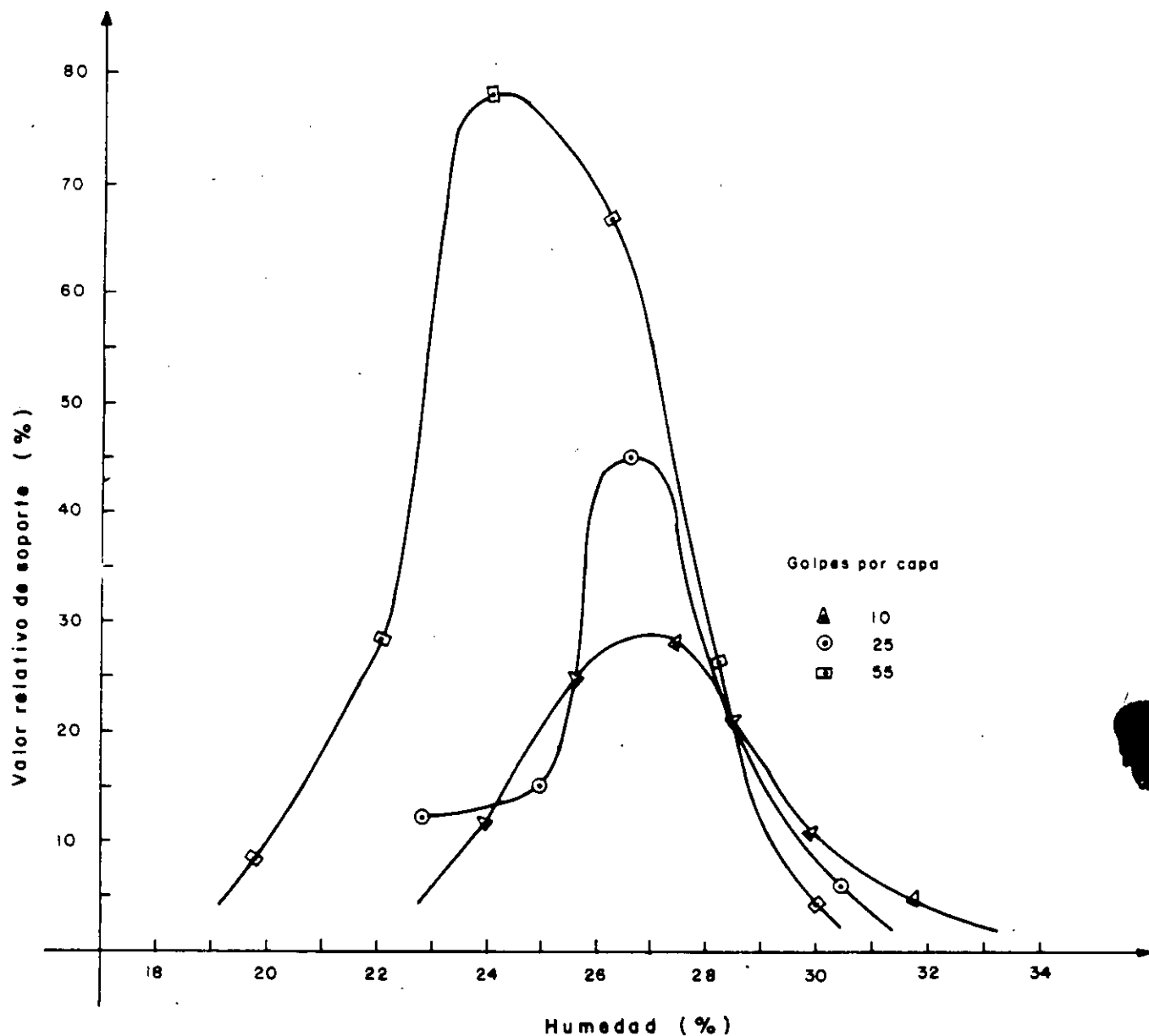


Fig. 13-21 Curvas VRS-humedad, de acuerdo al método del cuerpo de Ingenieros para 12, 25 y 56 golpes en la compactación con un pisón de 4.5 kg.

3a. para 56; para obtener estas curvas se requiere cuando menos cuatro especímenes para cada una o sea 12 especímenes por sondeo, los cuales se giran para que la porción más compacta quede hacia arriba y de esta manera se introducen a un tanque de saturación en donde permanecen hasta que cesa la expansión. Se sacan del tanque de saturación y se procede a obtener los VRS de estos especímenes saturados, graficándolos en relación a la humedad (Fig. 13-21) y para cada energía de compactación; con los valores que se dan en estas gráficas VRS-w, a veces la curva correspondiente a 56 golpes corta a las de 25 y 12 golpes, lo cual sucede porque pertenecen a un material de tipo expansivo que al ser penetrado, después de la sa-

turación, presentó una parte de la curva, menor resistencia que los especímenes elaborados con una energía menor; si el material no es muy expansivo o de plano es inerte, ese fenómeno es menos importante o no se presenta.

A partir de las dos familias de curvas anteriores, se obtiene una tercera de la siguiente manera: para la humedad determinada ( $w_1$ ) se grafican. (Fig. 13-22) el PVS en las abscisas y el valor relativo de soporte en las ordenadas, obtenidos de cada una de las curvas para 12, 25 y 56 golpes, uniendo estos puntos se obtiene una curva para humedad  $w_1$ ; lo mismo se hace para otras humedades ( $w_2, w_3$ , etc.), obteniéndose la familia de curvas que se muestran.

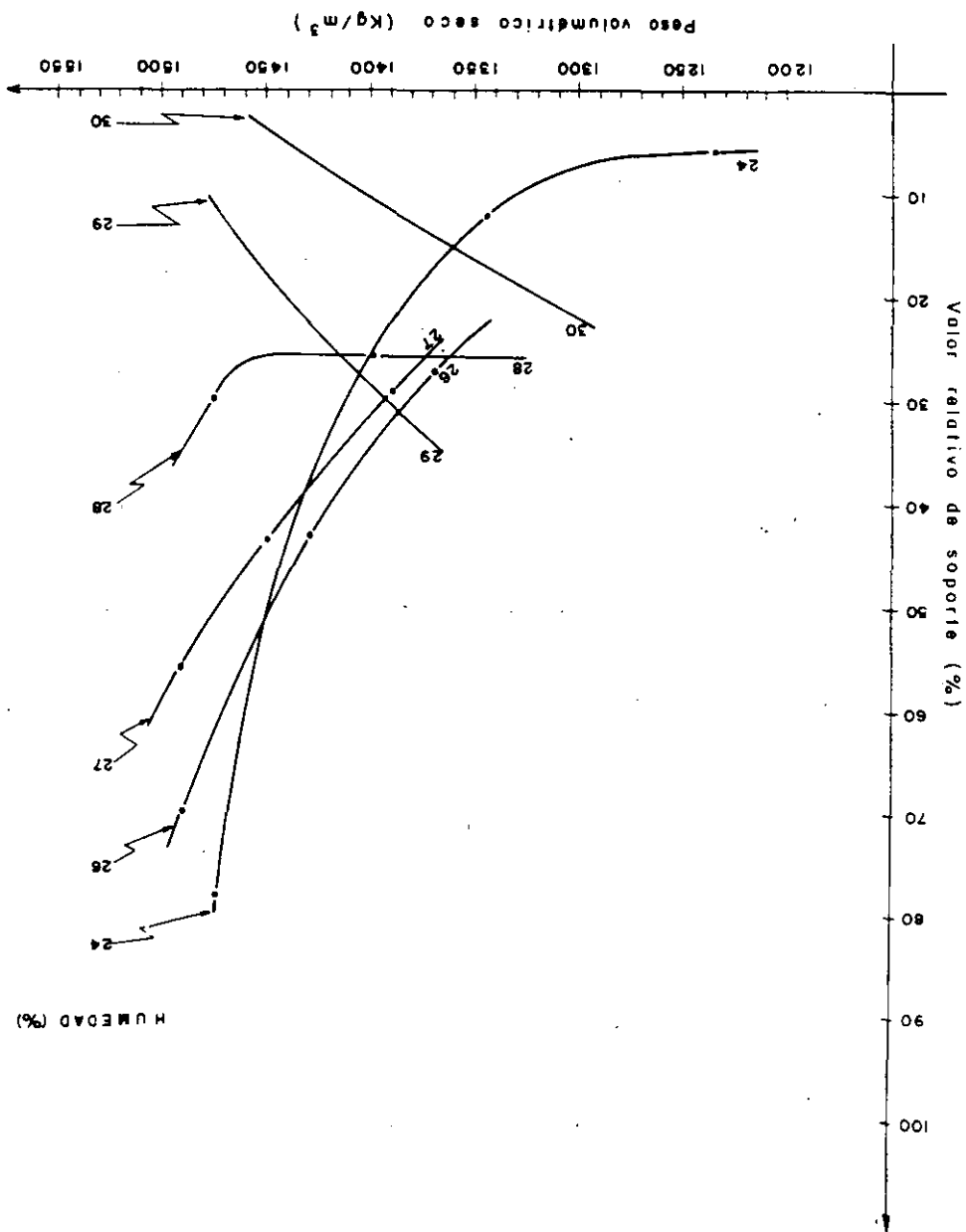


Fig. 13-22 Curvas VRS-PVS por diferentes humedades obtenidas de las dos series de curvas anteriores (Fig. 13-20 y 13-21).

En este método, se indica que el VRS de proyecto (para un sondeo) se obtiene de aquellas zonas de la receta familiar de curvas en que las características de VRS, PVS y humedad sean estables, es decir, en aquellas zonas en las que no se vislumbre una pérdida de VRS al aumentarse la humedad y el peso volumétrico. Como ya se dijo, para encontrar el VRS de un sondeo se requiere de 12 especímenes dinámicamente compactados y saturados; debido a que la compactación es de este tipo, los resultados tienen alta variabilidad, de acuerdo a los estudios realizados en el Laboratorio de pavimentos de la ENEP Aragón, UNAM; además, el tiempo de prueba es mayor que cuando se compacta el espécimen en forma estática, pues en este caso se elabora en 5 min y una prueba de compactación de tipo dinámico se realiza cuando menos en dos horas y el ciclo para un sondeo se lleva varios días.

Para el proyecto, el cuerpo de ingenieros utilizó en un principio las curvas del estado de California obtenidas en relación a la prueba de Porter estándar y posteriormente han desarrollado curvas propias, principalmente para aeropuertos, como las que se muestran en la Fig. 13-23, 13-24 y 13-25, que corresponden a tres tipos diferentes de aviones y para diferentes pesos de éstos. El modelo matemático que utilizan en la actualidad es el siguiente:

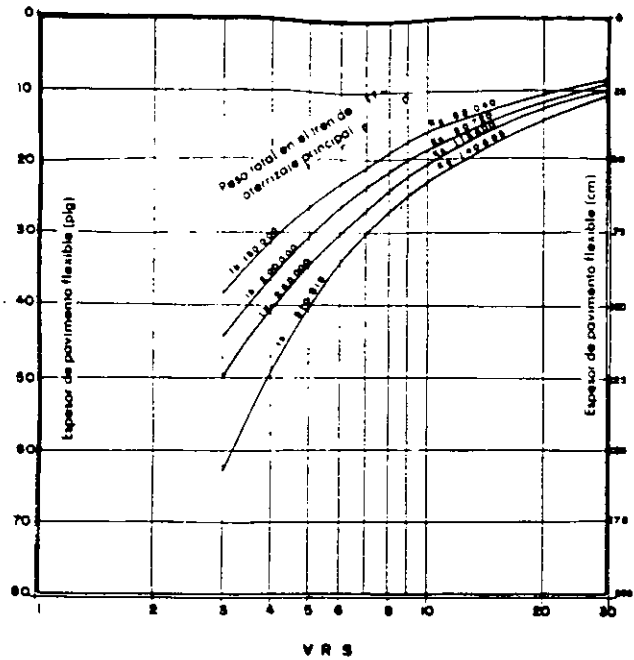


Fig. 13-23 Nomograma para encontrar el espesor de pavimento flexible para una pista en la que el Avión DC-8-55 F es el vehículo de diseño, de acuerdo al Cuerpo de Ingenieros, EUA.

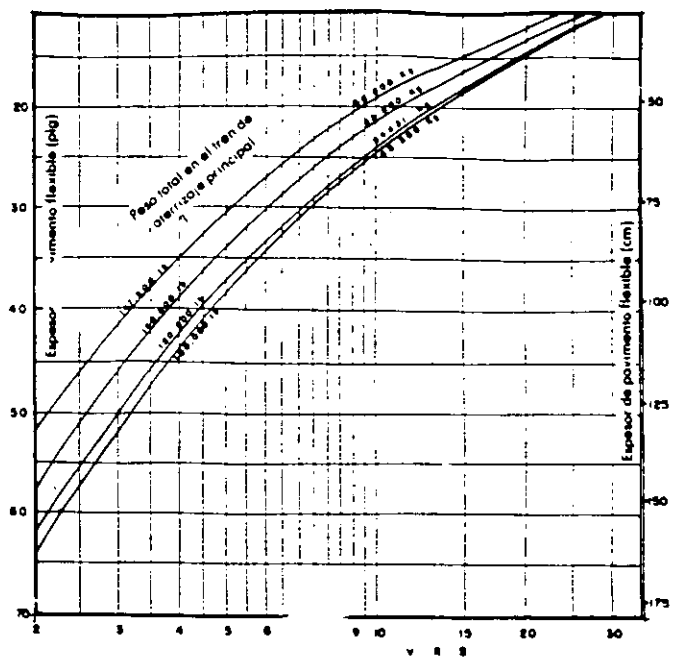


Fig. 13-24 Nomograma para encontrar el espesor de pavimento flexible para una pista en la que el Avión B-727-100 y 100 C. es el vehículo de diseño, de acuerdo al Cuerpo de Ingenieros, EUA.

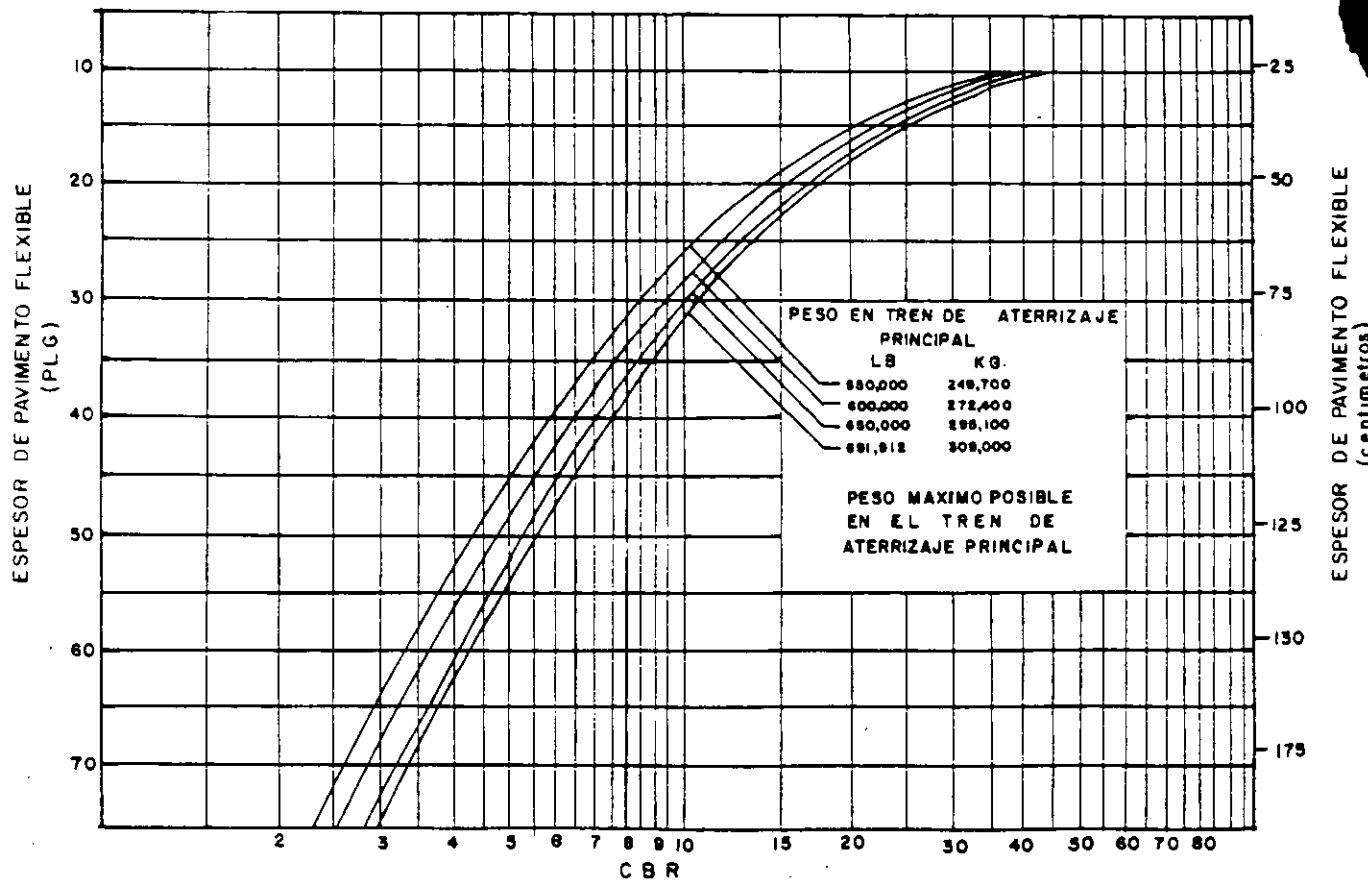


Fig. 13-25 Nomograma para encontrar el espesor de pavimento flexible para una pista en la que el Avión B-747-100 es el vehículo de diseño, de acuerdo al Cuerpo de Ingenieros EUA.

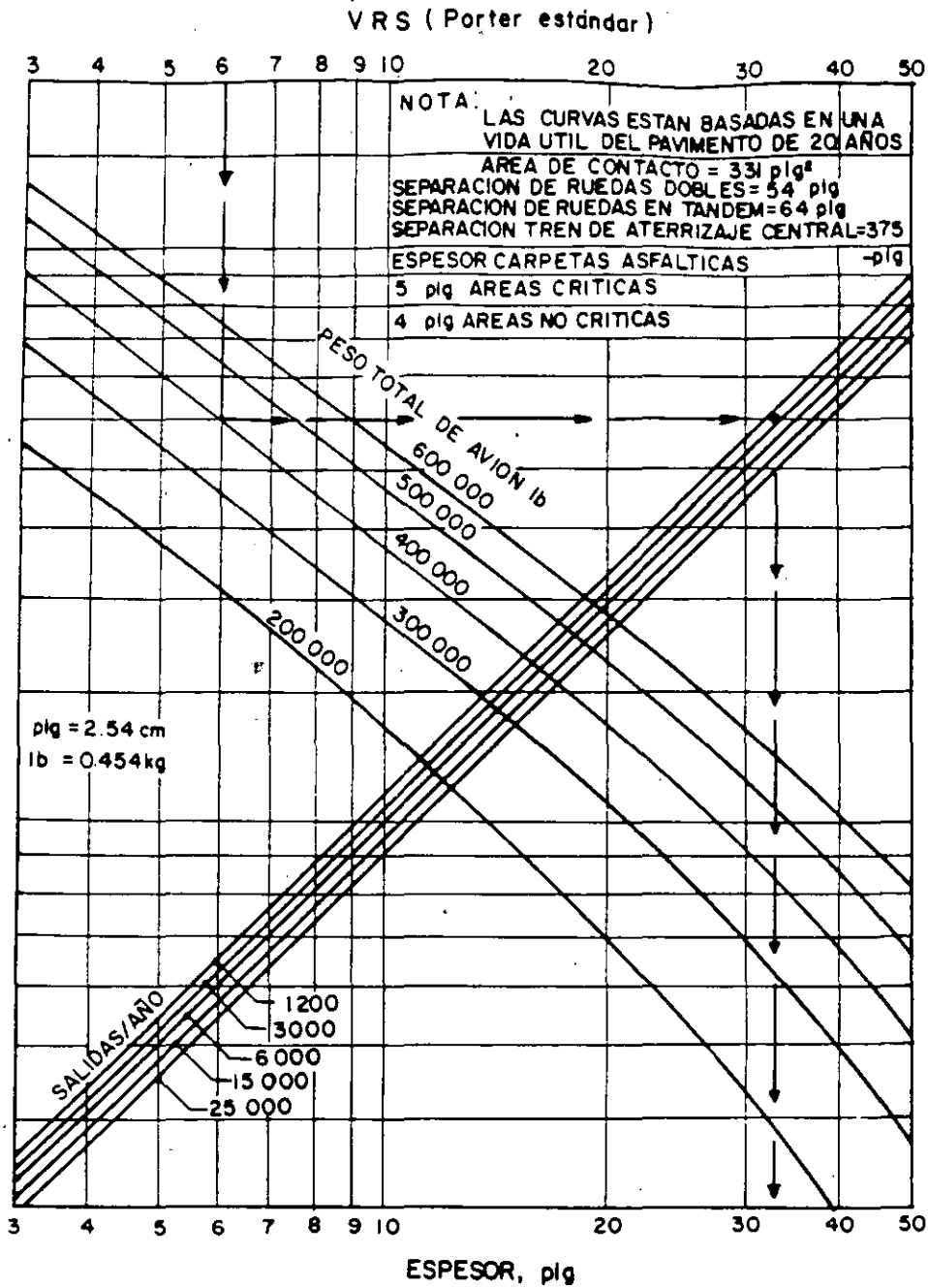


Fig. 13-26 Nomograma para encontrar el espesor de pavimento flexible para una pista en la que el Avión DC-10-30, 30 CF, 40 y 40 CF es el vehículo de diseño de acuerdo a la Oficina Federal de Aviación, EUA.

$$t = \alpha_i \sqrt{\frac{ESWL}{81 (VRS)} - \frac{A}{\pi}}$$

ESWL = Carga equivalente de rueda sencilla (lb).  
 A = Area de contacto (plg<sup>2</sup>).  
 α<sub>i</sub> = Factor de repetición de carga, que es función de la cantidad de operaciones y ruedas en el tren que se utilizó para calcular la carga equivalente en rueda sencilla. Este valor varía de 0.2 a 1.12.

El modelo matemático que ha utilizado el cuerpo de ingenieros ha ido cambiando conforme ha transcurrido el tiempo y se han tenido mayores datos de correlación en cuanto al comportamiento de los materiales, a la vez que también influyen en forma importante los cambios en el tipo y peso de las aeronaves.

La FAA Oficina Federal de Aviación de los EUA, también utiliza como factor de resistencia al VRS para el proyecto de aeropuertos y presenta un nomograma de diseño

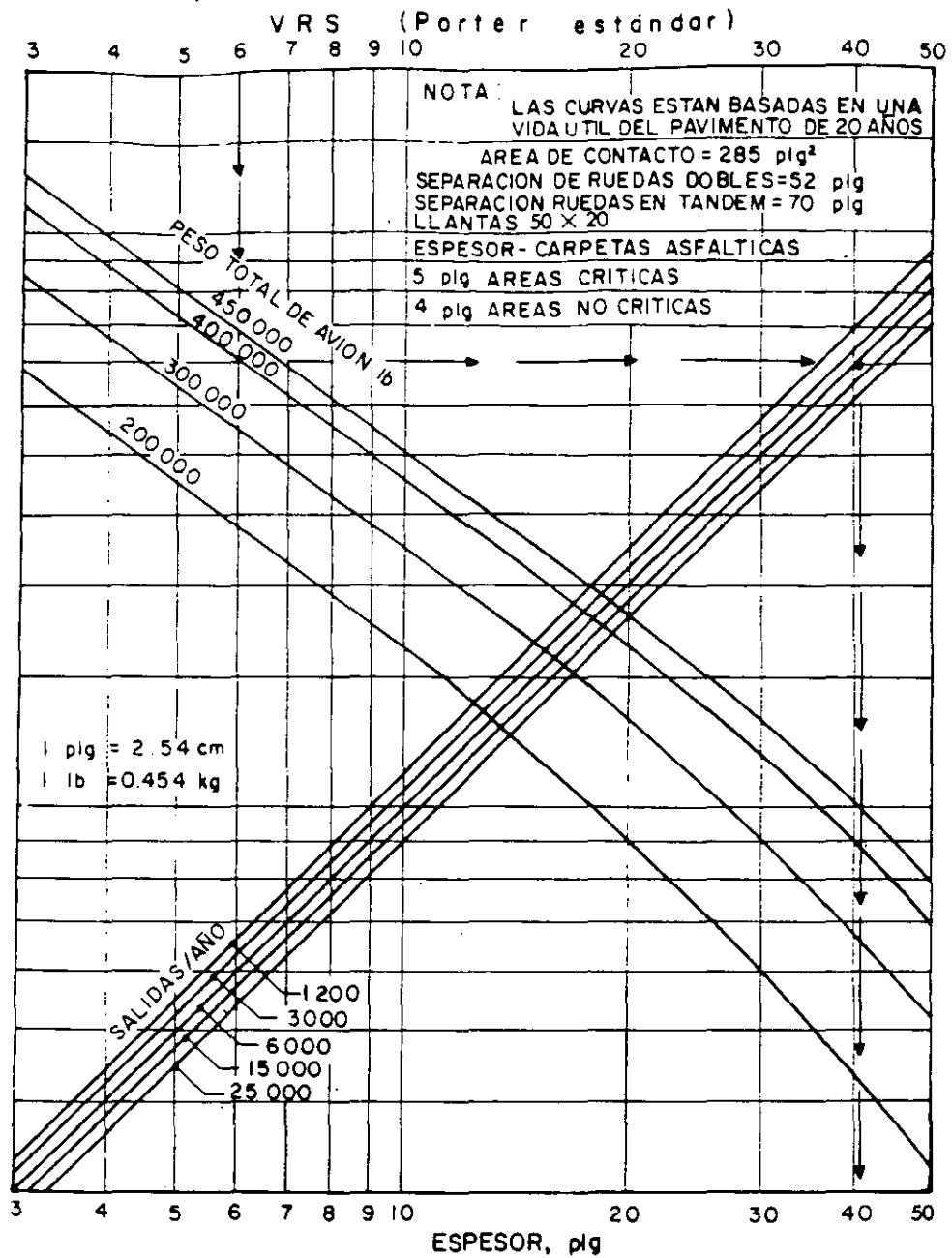


Fig. 13-27 Nomograma para encontrar el espesor de pavimento flexible para una pista en la que el Avión L-1011-1, 100 es el vehículo de diseño de acuerdo con la Oficina Federal de Aviación, EUA.

(Figs. de la 13-26 a la 13-28) para cada tipo de avión con curvas para diferentes pesos, sólo que en este caso se tiene en los mismos nomogramas otra familia de curvas correspondientes al número de salidas al año de todos los tipos de avión que operan en el aeropuerto, referidas al aparato de diseño, que es el que se considera como el que más daña al pavimento tanto por su peso como por el número de operaciones.

Para encontrar el número de salidas equivalentes de todos los tipos de avión, se utiliza la siguiente fórmula:

$$\text{Log } R_1 = \text{Log } R_2 \times \left( \frac{W_2}{W_1} \right)^{1/2}$$

en donde:

$R_1$  = Número de salidas equivalentes anuales del avión de diseño.

$R_2$  = Número de salidas anuales de cualquier avión expresada en piernas del tren de aterrizaje del avión de diseño.

VRS (Porter estándar)

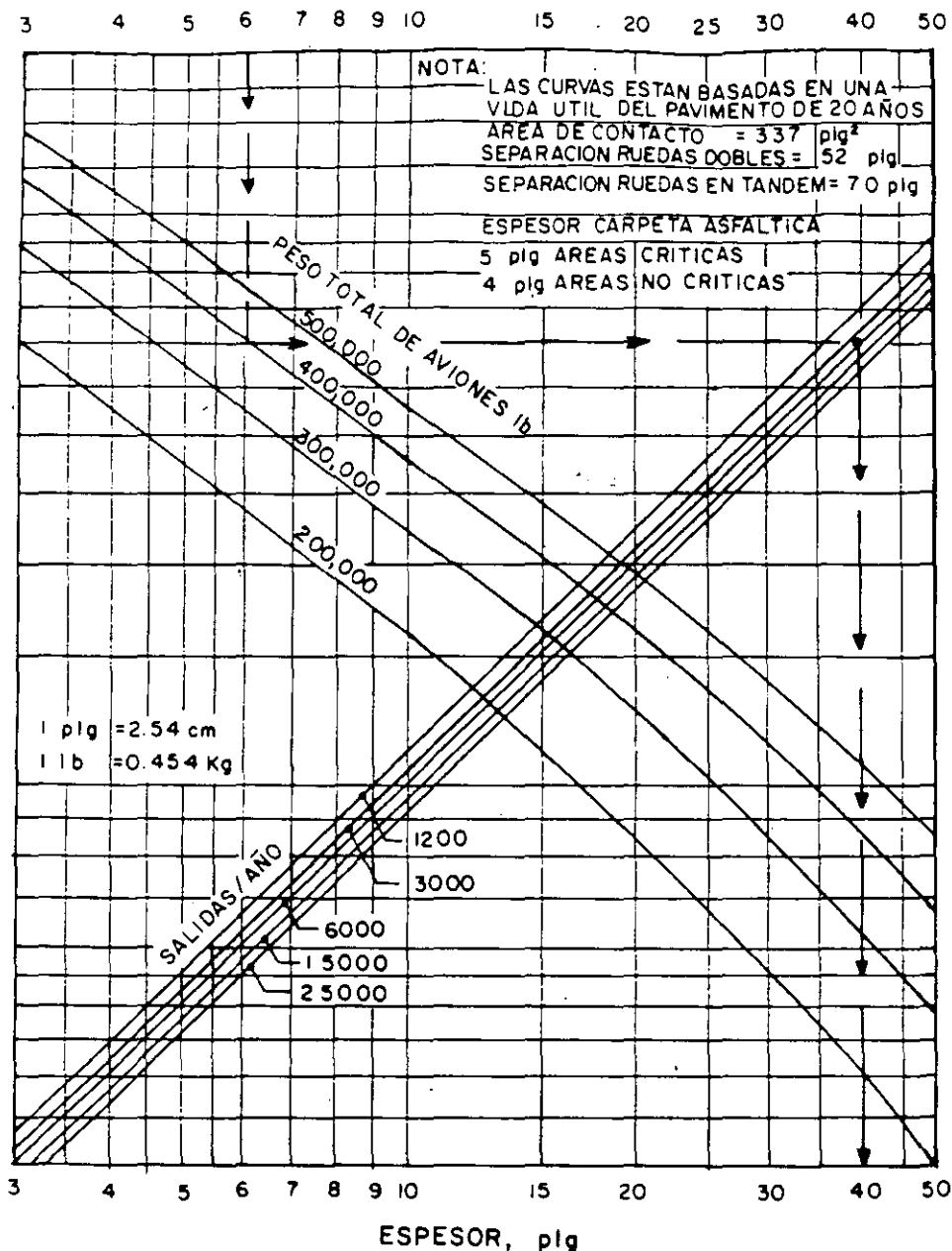


Fig. 13-28 Nomograma para encontrar el espesor de pavimento flexible para una pista en la que el Avión L-1011-100, 200 es el vehículo de diseño de acuerdo a la Oficina Federal de Aviación, EUA.

$W_1$  = Carga por rueda del avión de diseño.  
 $W_2$  = Carga por rueda del avión en cuestión.

**Método de la Porter modificada (Padrón)**

En México se inició la construcción de caminos en 1925 con los que, partiendo de la capital, unirían a las pobla-

ciones de Puebla, Veracruz, Guadalajara, Laredo; pero estas obras fueron proyectadas y construidas por compañías extranjeras y no fue sino hasta la década de los cuarenta en que los ingenieros nacionales se hicieron cargo de estas obras y se vieron en la necesidad de utilizar un método para proyectar pavimentos, por lo que se interesaron en establecer o adoptar una prueba de resistencia que fuera sencilla pero eficaz para este fin, y revisaron los



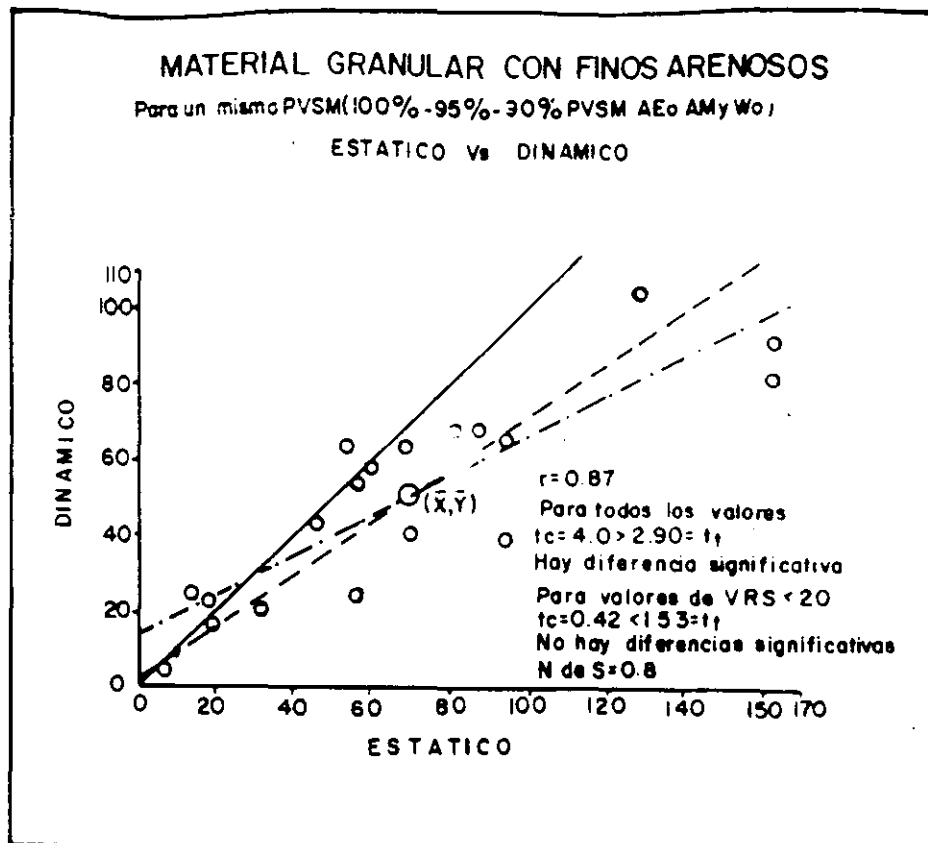


Fig. 13-29 Gráfica en la que se observa que los valores de VRS obtenidos de especímenes compactados en forma dinámica son menores a los compactados en forma estática (Estudio SAHOP, 1978).

estudios realizados por el Sr. J. O. Porter y la técnica que empezaba a utilizar el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EUA, con lo que surgieron las siguientes interrogantes:

1. ¿Hay diferencias al compactar los especímenes en forma estática, como se utilizaba en California, o en forma dinámica, como lo hacía el Cuerpo de Ingenieros? Si las hay, ¿cuál es la aceptable?
2. ¿Es suficiente elaborar un sólo espécimen con un determinado peso volumétrico y humedad como se hacía en California o es necesario realizar una gama amplia de combinaciones como en el método del Cuerpo de Ingenieros?  
¿Cuáles son las combinaciones necesarias?
3. ¿El saturar los especímenes antes de proceder a su penetración representa una condición real de campo?

Estas dudas dieron la pauta para que en la década de los cuarentas se realizara, aun con la limitación de equipos y financiamientos, la investigación más seria e importante que se ha realizado en el país, a fin de que se contara con tecnología de proyecto de pavimentos flexibles.

En relación a la primera interrogante se tuvieron las siguientes conclusiones:

- a. La compactación de tipo dinámica es más tardada y sus resultados tienen una mayor variabilidad.
- b. En general, los VRS obtenidos de especímenes compactados dinámicamente son menores a los especímenes compactados estáticamente. (Fig. 13-29.)
- c. Los especímenes compactados dinámicamente son menos sensibles al cambio de la calidad de los materiales. En la Fig. 13-30 se observan los valores de VRS obtenidos de especímenes compactados dinámicamente en las abscisas y los obtenidos de los compactados estáticamente en las ordenadas; cada par de valores se obtuvieron a igualdad de pesos volumétricos y humedades. En primer lugar, se puede observar que los valores de las abscisas son mayores a los correspondientes de las ordenadas, pero que la diferencia entre ambos es mayor a medida que la calidad de los materiales es mejor; así, si para el VRS de las abscisas tenemos un valor de 60, el correspondiente en las ordenadas es 50; y si en las abscisas tenemos 120, en las ordenadas apenas se tiene 80; lo que indica que según los VRS obtenidos en forma dinámica, los materiales son mejores, pues primero podría considerarse como una subbase o una base regular; en cambio, los resultados que se tienen en las abscisas indican que el primer material se puede

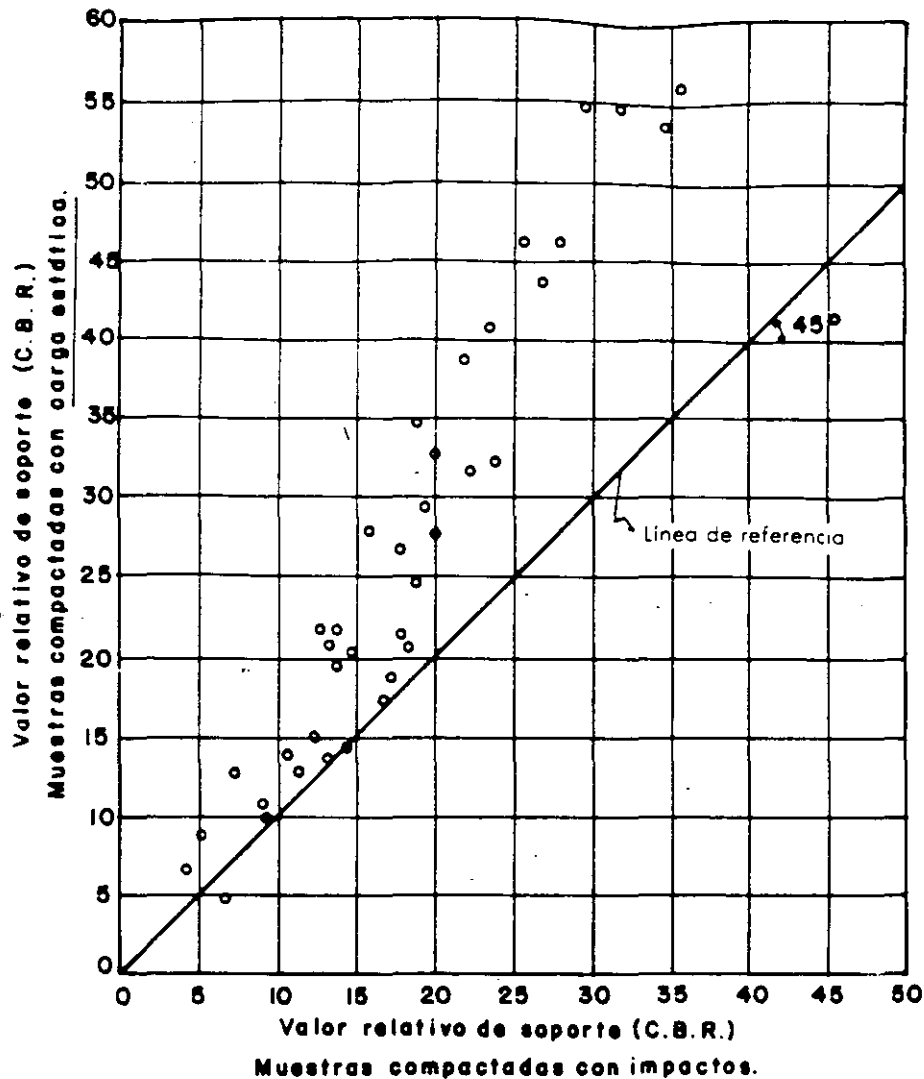


Fig. 13-30 Gráfica en la que se observa que los especímenes compactados en forma dinámica son menos sensibles a la calidad de los materiales que los compactados en forma estática. (Investigación Padrón 1950.)

utilizar como una buena subbase, pero que el segundo corresponde a un material para una muy buena base; al utilizar compactación dinámica se pueden rechazar materiales que pudieran ser de buena calidad.

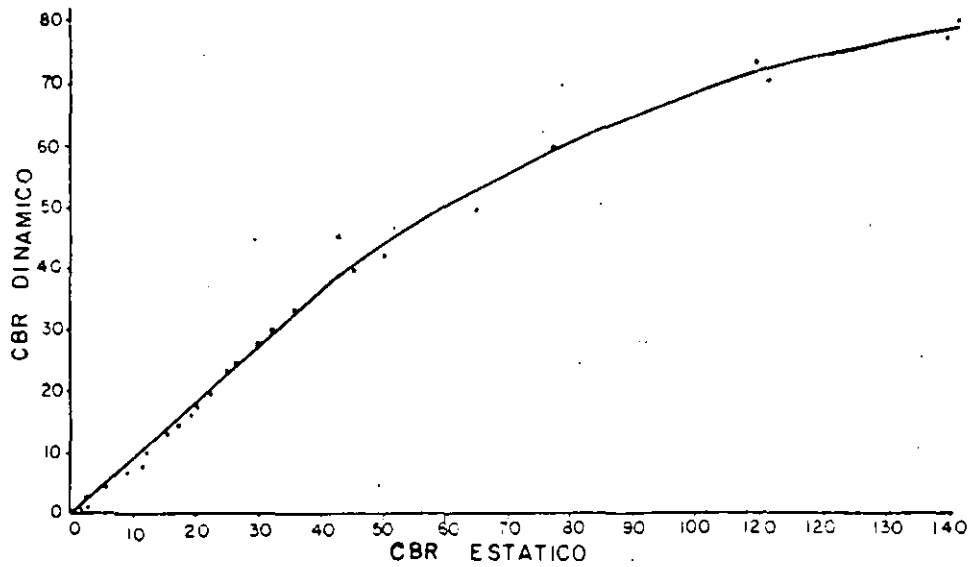
Estos resultados se han comprobado en otras investigaciones realizadas hace poco tiempo en la extinta Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, así como en EUA de acuerdo a los datos que se proporcionan en la Fig. 13-31.

Lo anterior se puede explicar, ya que con la compactación dinámica se rompen las aristas de las partículas aliándolas en forma superficial; sin embargo, es conveniente resaltar que para valores de VRS bajos, éstos son muy semejantes por lo que para obtenerlos se debe utilizar el tipo de compactación más fácil y con menos variabilidad que es la de tipo estática.

En cuanto a las humedades de prueba, en la investigación realizada se encontró que las humedades de campo variaban de  $W_0 - 2\%$  a  $W_0 + 4\%$ ; en el laboratorio se encontró que los especímenes con humedades mayores a  $W_0 + 3$  reportaron valores de soporte del mismo orden, por lo que no era conveniente elaborar especímenes con humedades mayores.

En el campo, la mayor cantidad de agua se encontró en zonas mal drenadas de alta precipitación y la menor cantidad en lugar de poca precipitación y bien drenados.

En cuanto a los pesos volumétricos, se encontró que en donde se tenían mayores humedades, aquéllos eran menores y lo contrario sucedía si se tenían menores humedades; lo anterior es lógico ya que a mayores humedades los materiales tienden a expandirse, en cambio, cuando los materiales pierden agua tienden a contraerse y a aumentar su peso volumétrico.



**Fig. 13-31** Gráfica obtenida de los datos de AASHTO Interim Guide for Design of Pavement Structures, 1972, en la que se muestra que los especímenes compactados estáticamente son más sensibles a los cambios de calidad de los materiales.

Ensaye No. \_\_\_\_\_ Fecha \_\_\_\_\_ Laboratorista \_\_\_\_\_ Equipo No. \_\_\_\_\_

Peso (P<sub>1</sub>) del molde, collarín y base, gramos \_\_\_\_\_ Volumen (V) del molde, cm<sup>3</sup> \_\_\_\_\_

Altura (a) del borde superior collarín a la placa de carga, cm<sup>3</sup> \_\_\_\_\_

---

Peso volumétrico seco máximo (γ<sub>m</sub>), kg/m<sup>3</sup> \_\_\_\_\_ Humedad óptima (W<sub>o</sub>) \_\_\_\_\_

Humedad que contiene el material (W<sub>1</sub>) \_\_\_\_\_

---

Grado de concentración, % _____					
Peso volumétrico seco (γ <sub>s</sub> ) kg/m <sup>3</sup> _____					
Humedad de prueba (W <sub>2</sub> ) _____					
Agua por agregar, cm <sup>3</sup> = $5000 \frac{(W_2 - W_1)}{(100 + W_1)}$ _____					
Peso mat. húmedo, grs. P <sub>2</sub> = $\frac{\gamma_s}{1000} \frac{(100 + W_2)}{100} V$ _____					
Peso de equipo con el mat. húmedo, grs = P <sub>1</sub> + P <sub>2</sub> _____					
Carga de compactación, kg _____					

**Fig. 13-32** Forma para efectuar los cálculos y registrar los resultados de la prueba de Porter modificada (Padrón).

Por último, en relación de que si la saturación era una posibilidad real en las carreteras, se llegó en aquel entonces a que eso no es posible, a menos que se tuvieran zonas con agua entarquinada o sea zonas de inundación, en cuyo caso debían tomar las medidas necesarias para proteger la estructura.

Lo anterior fue recientemente comprobado en la pista de pruebas del Instituto de Ingeniería en la que se probaron secciones saturadas y sin saturar; las primeras sólo resistieron unas cuantas docenas de operaciones, mientras que las segundas aguantaron miles de ellas; si en el campo tuviéramos los materiales saturados, no tendríamos obras viales.

Los resultados de la investigación, que se llevó más de ocho años fueron dados a conocer en el Quinto Congreso Panamericano de Carreteras, celebrado en Lima, Perú, en 1951, por el Ing. Rodrigo Padrón Llaca que fue el que la dirigió, auxiliado y asesorado por otros ingenieros como Juan Oropeza Clark, Manuel Bustamente Velasco y Luiz Guzmán Garduño, quien era el jefe del Departamento de Investigaciones y Laboratorios (DIL) de la extinta Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas en la que todos ellos laboraban.

En la ponencia mexicana al congreso mencionado, se describía la investigación realizada y se daba a conocer la prueba Porter modificada que en justicia debió haberse llamado "Prueba Padrón", de acuerdo a la práctica que se tiene en otros países de honrar de esa manera a las personas que destacan en alguna actividad.

La prueba de Porter modificada (Padrón), consiste en obtener el valor relativo de soporte de un espécimen compactado estáticamente para obtener la combinación de peso volumétrico y humedad que el proyectista crea conveniente, de acuerdo a las condiciones críticas que se esperan en la obra, el espécimen no se satura.

De acuerdo a los resultados de la investigación ya reseñados, se dieron las siguientes recomendaciones para elaborar los especímenes:

Condiciones de zona	Grado de compactación	Humedad
Zonas con baja precipitación y buen drenaje (NAF > 5m)	100%	$W_o$
Zonas con condiciones regulares de drenaje y precipitación (5m > NAF > 1m)	95%	$W_o + 1.5\%$
Zonas con alta precipitación y mal drenaje (NAF < 1m)	90%	$W_o + 3.0\%$

El grado de compactación ( $G_c$ ) es con respecto al PVSM obtenido en la prueba de laboratorio de acuerdo al tipo de material y  $W_o$  es la humedad óptima correspondiente.

Se hace notar que las condiciones de drenaje son de la zona que atraviesa la obra vial y no se refiere al drenaje artificial, el cual en todos los casos debe estar perfectamente solucionado.

De hecho, para cada sondeo se necesitaría sólo un espécimen con las características que marque el proyectista; sin embargo, conviene en un banco de materiales, que cuando menos en la mitad de los sondeos se efectúen las tres combinaciones indicadas, a fin de comprobar que los ensayos estén bien realizados y para que el proyectista tenga una idea de cambio en las características del material al variar el peso volumétrico y la humedad.

Para realizar esta prueba se requiere con anticipación, conocer el PVSM y la  $W_o$  del material, así como su humedad inicial; estos datos se registran en una forma especial de cálculo (Fig. 13-32) en la que se tienen las fórmulas



Fig. 13-33 Fotografía en que se observa a un laboratorista incorporando el agua calculada para la prueba de Porter modificada (Padrón).



Fig. 13-34 Fotografía en que se observa la colocación en el molde de prueba, del material húmedo para la prueba de Porter modificada (Padrón).

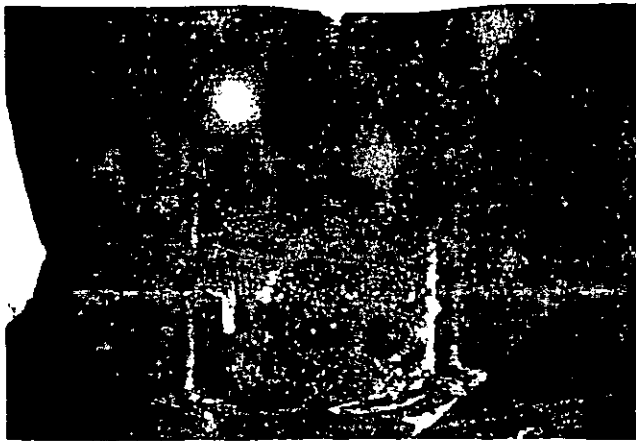


Fig. 13-35 Especímen compactado en el que se tiene el peso volumétrico seco y la humedad requeridos por el proyectista; nótese que el espécimen queda enrasado en el molde una vez compactado.



Fig. 13-36 Penetración de un espécimen para encontrar el VRS de acuerdo al método de Porter modificado (Padrón), para calcular espesores de la sección estructural de una vía terrestre.

para encontrar la cantidad de agua que hay que agregar al material (Fig. 13-33) y el peso del material húmedo que hay que colocar (Fig. 13-34) en el cilindro de prueba para que al quedar enrasado en su parte inferior (Fig. 13-35), el material tenga el PVS y la humedad de prueba deseados.

Una vez compactado el material, de inmediato se coloca en la prensa para efectuar la penetración del espécimen (Fig. 13-36), con lo que se puede calcular el VRS como se indicó en el Cap. 5.

Teniendo ya los datos iniciales, las pruebas para un sondeo (3 especímenes máximo) se realizan en menos de una hora, lo que muestra su facilidad y versatilidad para conocer con acuciosidad la resistencia de los materiales que se utilizarán, muestreados en la obra o en los bancos de terracerías (cuerpo de terraplén o capa subrasante).

Cuando los materiales son de baja calidad y se encuentran en una zona de alta precipitación y mal drenada, últimamente se ha procedido a comparar el VRS obtenido de la Porter estándar con el obtenido de la prueba modificada y el menor de ellos se usa para proyecto.

Si el proyectista tiene dudas acerca del comportamiento de los materiales, puede hacer una combinación de pesos volumétricos y humedades tan amplios como crea conveniente, pudiendo obtener una gráfica como la que se muestra en la Fig. 13-37.

Al elaborar los especímenes en la forma indicada por las especificaciones, se están tomando en cuenta las condiciones críticas que se pueden presentar en la obra como son la humedad y la expansión, en función de las características de la zona; estas condiciones se verán reflejadas en los resultados de la prueba, que serán diferentes al variar la calidad de los materiales, por lo que ya no será necesario hacer otras consideraciones como en el caso de Wyoming.

En cada uno de los bancos para materiales de terracerías o de cada subrasante, se realizan tantos sondeos como sean necesarios, para conocer la calidad que tengan y su capacidad o volumen utilizable. Para cada sondeo se tendrá un VRS obtenido de la Porter modificada, pero ellos ¿cuál será el valor de proyecto?

a. Si se toma el mayor de todos ellos, la obra estará subdiseñada para todos los demás valores menores.

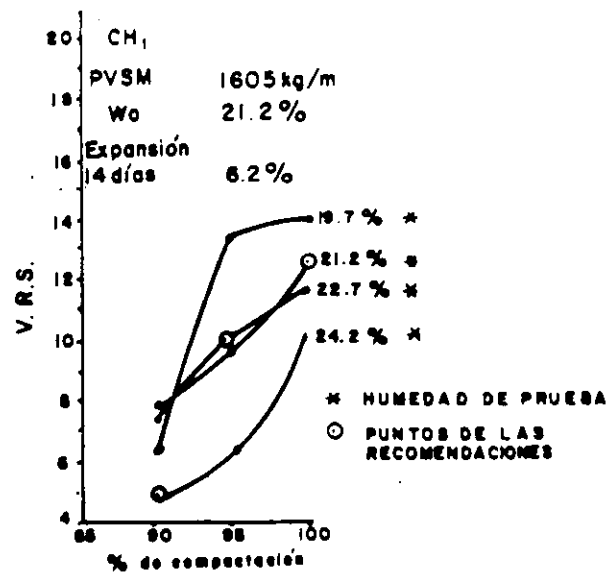


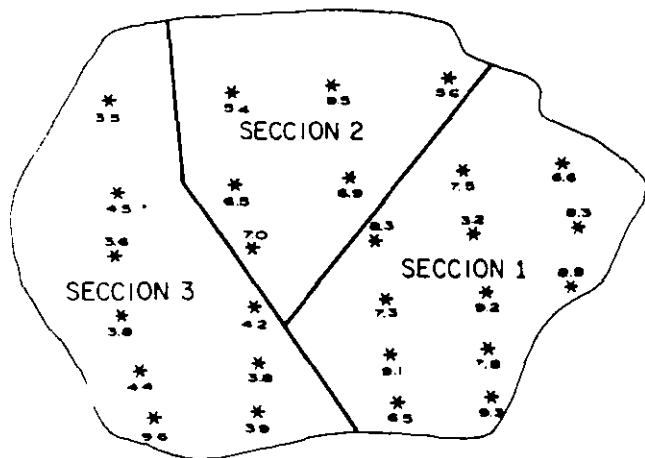
Fig. 13-37 Gráfica que muestra la variación de VRS de un material de compactación y diferentes grados de compactación y diferentes humedades, de acuerdo con el método de Porter modificado (Padrón).

b. Si se toma el menor, el cálculo estará sobrediseñado para todos los valores restantes.

El VRS de proyecto para un banco se acostumbra que sea el ochenta percentil de los valores obtenidos, o sea, aquel valor que es menor del 80% de los valores que se tienen y que es mayor del 20% de los restantes, con lo cual se podría pensar que se tiene un 20% de riesgo de que la obra falle; sin embargo, no es así, ya que este valor es menor al medio y por otro lado existe la posibilidad de que el 20% de los valores menores se hayan obtenido de pruebas mal ejecutadas, y que en realidad la calidad de los materiales sea mayor.

Para calcular el 80 percentil o sea el VRS de proyecto, se procede como se indica en seguida:

1. En una zona en donde puede ser posible obtener material de la calidad deseada, se hacen 3 o 4 sondeos preliminares, se efectúa el muestreo y en el laboratorio se realizan las pruebas de clasificación y de Porter modificada (Padrón).
2. Si el resultado de las pruebas indica que el material es adecuado para la capa que se trata de construir, se realiza un mayor número de sondeos en forma de cuadrícula, se muestrean los materiales y se les realizan las pruebas de clasificación y de Porter modificada (padrón) con el resultado de las pruebas, en primer lugar se conoce y delimita la extensión del banco y en seguida se calcula el o los VRS de proyecto.
3. Si es posible, se hace una zonificación del banco, de tal manera que en cada sección se tengan VRS del mismo orden (Fig. 13-38).



ZONIFICACION DE BANCO

Fig. 13-38 Zonificación de un banco de acuerdo a los VRS de los diferentes sondeos.

Valores ordenados	Valores iguales o mayores	Porcentaje de valores iguales mayores
5.4	6	100.00
5.6	5	83.33
6.5	4	66.66
6.9	3	50.00
7.0	2	33.33
9.5	1	16.66

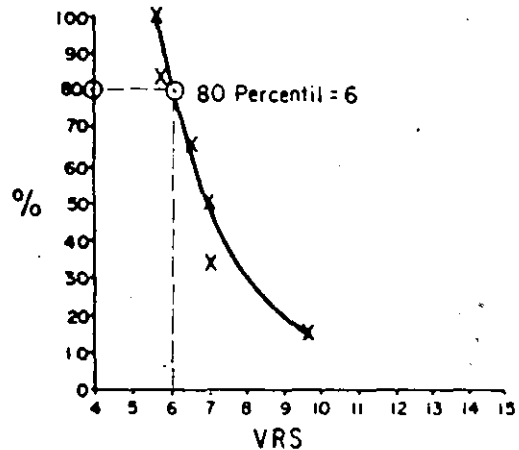
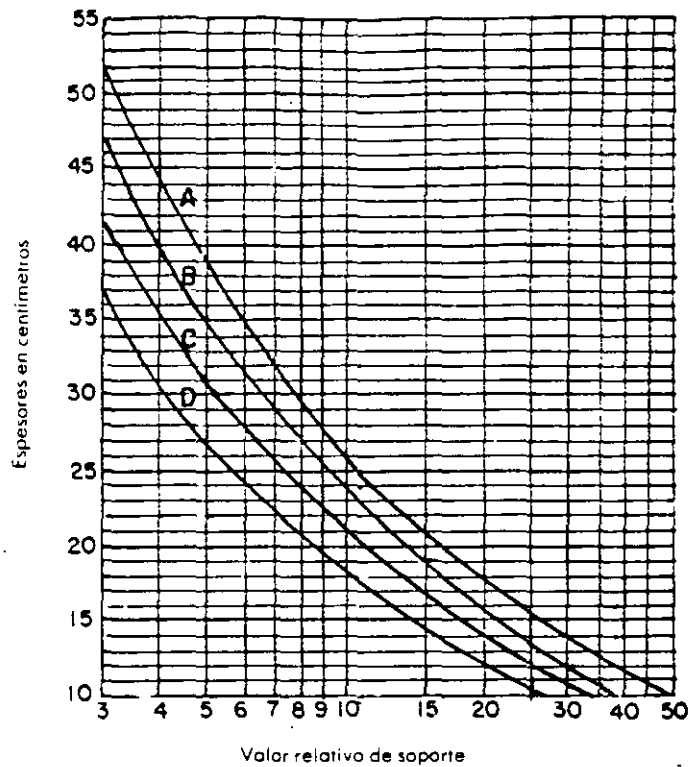


Fig. 13-39 V.R.S. tabulados de mayor a menor y porcentajes correspondientes en relación a la frecuencia para obtener el VRS de proyecto.

4. Se ordenan los valores de menores a mayores, se registra la frecuencia y para cada valor se calcula el porcentaje de valores mayores e iguales a cada uno de ellos (Ver tabla de la Fig. 13-39).
5. Se forma una gráfica colocando en las abscisas los VRS y en las ordenadas los porcentajes calculados y se encuentra el VRS correspondiente al 80%, que corresponde al 80 percentil, que es el VRS de proyecto de esa sección (Fig. 13-39).

Para el cálculo de espesores basados en esta prueba de Porter modificada, de acuerdo con la experiencia obtenida durante la investigación ya mencionada, se formó un nomograma en el que se tomaba al tránsito mezclado en un sentido de circulación y se excluían los vehículos con menos de 3 ton. Cada una de las curvas corresponde al volumen de tránsito que se indica en la Fig. 13-40. El espesor que se obtenía en las ordenadas se refería sólo a base más subbase y el espesor de carpeta quedaba a juicio del proyectista.

GRAFICA PARA CALCULAR EL ESPESOR MINIMO DE SUBBASE MAS BASE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CAMINOS EN FUNCION DE V. R. S. DE LA SUBRASANTE.



INTENSIDAD DE TRANSITO DE VEHICULOS CON CAPACIDAD DE CARGA IGUAL O SUPERIOR A 3 TON METRICAS, CONSIDERANDO EN UN SOLO SENTIDO	CURVA APLICABLE PARA PROYECTO DE ESPESORES	TIPO RECOMENDABLE DE CARPETA ASFALTICA
Mayor de 1000 vehiculos al día	A	Mezcla en planta
De 600 a 1000 vehiculos al día	B	Mezcla en el lugar o mezcla en planta
De 200 a 600 vehiculos al día	C	Tratamiento superficial triple o mezcla en el lugar
Menor de 200 vehiculos al día	D	Tratamiento superficial simple o doble

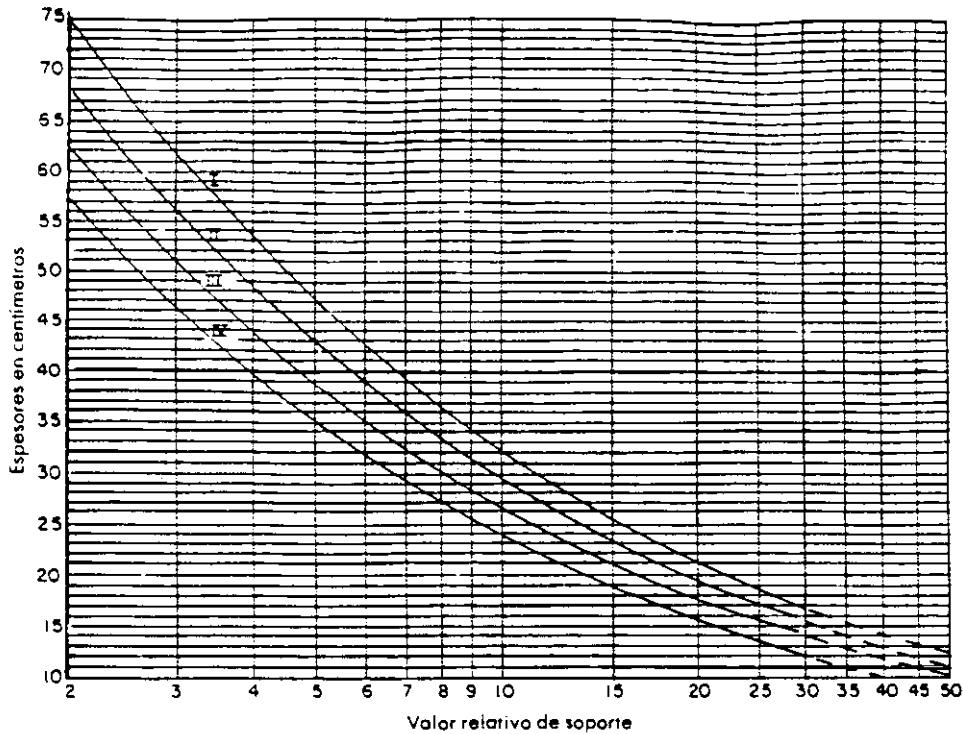
Fig. 13-40 Gráficas de proyecto utilizadas inicialmente para el proyecto de espesores de pavimento de acuerdo al método de Porter modificado (Padrón).

Este nomograma sólo se utilizó durante dos o tres años, ya que se observó que proporcionaba espesores reducidos, y que por otro lado, el volumen y peso de los vehículos estaba aumentando; así se elaboraron las curvas (Fig. 13-41) que han estado en uso desde 1957, que tienen caracterís-

ticas semejantes a los anteriores, pero proporcionan mayores espesores de pavimentos y corresponden a volúmenes de tránsito mayores.

A últimas fechas, el tránsito en las carreteras nacionales ha seguido incrementándose tanto en volumen como

GRAFICA PARA CALCULAR EL ESPESOR MINIMO DE SUBBASE MAS BASE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CAMINOS EN FUNCION DE V. R. S. DE LA SUBRASANTE.



INTENSIDAD DE TRANSITO DE VEHICULOS CON CAPACIDAD DE CARGA IGUAL O SUPERIOR A 3 TON METRICAS, CONSIDERADO EN UN SOLO SENTIDO	CURVA APLICABLE PARA PROYECTO DE ESPESORES	ESPESOR MINIMO DE BASE
Menos de 500 vehiculos al día	IV	12 cm
DE 500 a 1000 vehiculos al día	III	12 cm
De 1000 a 2000 vehiculos al día	II	15 cm
Más de 2000 o Autopistas	I	15 cm

Fig. 13-41 Gráficas de proyecto modificadas para el proyecto de espesores de pavimento; método Porter modificado (Padrón).

en peso, por lo que se hace necesario contar con gráficas para volúmenes mayores a los que se marca para la curva I, por otro lado, se hace necesario actualizar en forma técnica estas curvas, introduciendo el tránsito equivalente en función de ejes de 8.2 ton.

En vista de que se han tenido resultados aceptables durante el tiempo que ha estado vigente este método, F. Olivera calculó el tránsito equivalente en ejes de 8.2 ton utilizando los factores AASHO que corresponden prácticamente a los que propone la UNAM, para las curvas I y IV actuales y para la de menos de 200 vehículos diarios

del primer nomograma utilizado. Los tránsitos equivalentes resultaron de 8 031 600; 625 250 y 70 075 respectivamente.

Los datos anteriores se llevaron a un rayado semilogarítmico y se obtuvieron las curvas de la Fig. 13-42 que se extrapolaron hasta 200 millones de ejes, que resulta exagerado, pues cuando en un carril se llega a una cantidad del orden de 125 millones de ejes equivalentes que han transitado sobre él, durante 15 o 20 años, lo más probable es que ya se haya llegado a su capacidad y ese carril no es forzoso que requiera un mayor espesor de pavimen-



GRAFICA PARA LA ESTRUCTURACION DE UNA OBRA VIAL EN BASE A VRS OBTENIDO DE PRUEBA PORTER MODIFICADA

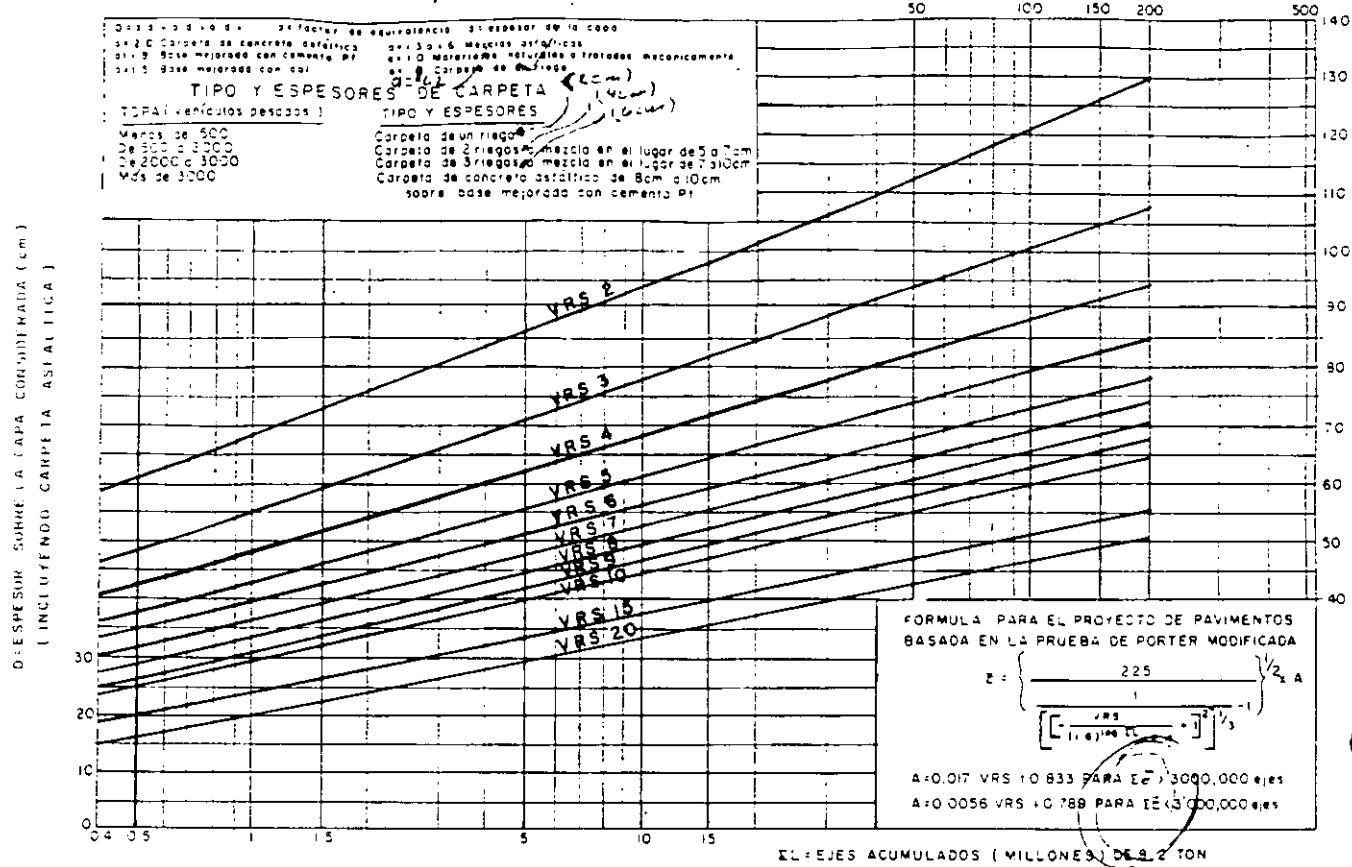


Fig. 13-42 Gráficas de proyecto por el método de Porter modificada (Padrón) propuestas por el autor, con base en tránsito equivalente (8.2 ton) acumulado durante la vida útil de la obra.

to sino que se necesita que el camino cuente con mayor número de carriles. (Ver capítulo referente a tránsito).

El espesor  $D$  que se obtiene en las ordenadas de las gráficas corresponde al necesario desde la capa en estudio

(que puede ser desde el terreno natural, o cualquier nivel del cuerpo del terraplén o de la capa subrasante) hasta la superficie de rodamiento; es decir, ya está incluido el espesor de la carpeta asfáltica. El espesor correspondiente es de material natural o grava.

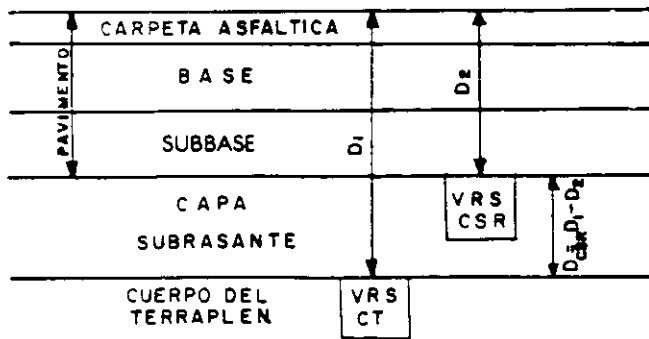


Fig. 13-43 Figura que muestra en forma objetiva los espesores  $D_1$  y  $D_2$  para la estructuración de una vía terrestre con pavimento flexible. Método de Porter modificada (Padrón).

En la Fig. 13-42 se muestra el nomograma de proyecto; para calcular los espesores de pavimento de acuerdo a este método de la Porter modificada (Padrón), se requiere contar con el tránsito equivalente durante la vida útil del pavimento y los datos VRS de proyecto. Con el VRS de la parte superior del cuerpo de terraplén y el dato de tránsito se encuentra un espesor  $D_1$ ; con el correspondiente a la capa subrasante se encuentra el espesor  $D_2$ . La diferencia de estos dos valores (Fig. 13-43) es el espesor de capa subrasante necesario para resistir las cargas; sin embargo, como ya se dijo, esta capa puede tener hasta cinco funciones además de las estructurales por lo que su espesor debe ser de 30 cm mínimo; así, si en el cálculo anterior se tiene un espesor menor, se debe aumentar, por especificaciones, hasta esa cantidad.

Para las carpetas por el sistema de riegos  
 se pueden usar los siguientes datos:

Carpetas de 2 riegos espesor 20 cm  
 Carpetas de 2 riegos espesor 40 cm  
 Carpetas de 3 riegos espesor 60 cm  
 Solo en ocasiones, cuando el material del cuerpo del terraplén es de baja calidad y el tránsito intenso, al efectuar el cálculo anterior se pueden tener espesores de capa subrasante mayores de 30 cm; lo anterior debe evitarse y en el caso que se tengan buenos materiales en el cuerpo del terraplén, se puede reducir el número de pruebas de resistencia para proyecto en estos materiales bajo la capa subrasante y sólo realizar algunas por seguridad.

El cálculo del espesor de las capas de pavimento, o sea el de la carpeta, de la base y la subbase, se hace a partir del espesor  $D_2$  que corresponde a material de grava o natural. Como al utilizarse materiales estabilizados en forma química o con asfalto, estos tienen mayor resistencia que los naturales, el espesor de la capa en que intervienen se puede reducir; para ello, se recomienda utilizar los factores de equivalencia siguiente:

Tipo de material	Factor de equivalencia
Carpeta de concreto asfáltico	2
Carpeta de mezcla en el lugar de buena calidad	1.8
Carpeta de mezcla en el lugar de regular calidad	1.3
Base estabilizada con cemento Portland	1.8
Base estabilizada con cal	1.5
Carpeta de tres riegos	1.3
Carpeta de uno o dos riegos	1.0
Material natural	1.0

Estos valores son relativos y semejantes a los que utilizan algunas agencias extranjeras (Fig. 13-11). Se hace la aclaración que algunos proyectistas no utilizan estos valores y colocan el espesor de pavimento que se obtiene de la gráfica de proyecto sin hacer ninguna reducción, con lo que obtienen un mayor factor de seguridad pero también un costo mayor. Para comodidad del proyectista estos valores aparecen en la parte superior izquierda del nomograma de proyecto (Fig. 13-42).

Con los valores anteriores podemos hacer uso de la siguiente igualdad:

$$D_2 = a_1 d_1 + a_2 d_2 + a_3 d_3$$

en la que:

- $D_2$  = espesor de grava necesaria en el pavimento, obtenido de la gráfica de proyecto, utilizando el VRS de proyecto de la capa subrasante.
- $a_1, a_2, a_3$  = factores de equivalencia correspondiente a la carpeta, base y subbase de acuerdo con la calidad de materiales que se usen.
- $d_1, d_2, d_3$  = espesores reales de carpeta, base y subbase.

El tipo y espesor de la carpeta se recomienda en el nomograma de proyecto, de acuerdo al tránsito diario pro-

medio anual ACTUAL de vehículos con peso mayor a 5 ton, en los dos sentidos; es decir, se descartan los automóviles y los camiones de carga con 5 ton o menos. Lo anterior se hace, para que sobre todo en caminos nuevos, la carpeta se vaya construyendo por etapas y en cada una de ellas se tenga la posibilidad de corregir pequeñas fallas que se vayan presentando en la estructura; si al principio el tránsito es muy bajo, se puede construir una carpeta de un riego, cuando aumente el tránsito, quizá a los 5 años de la puesta en servicio, se colocaría una carpeta de mezcla en el lugar y al final, cuando se requiera, por ejemplo, a los 10 o 12 años, se coloca una carpeta de concreto asfáltico, para lo cual es probable que la capa asfáltica actual se disgregue y se incorpore a la base a la cual se rigidizará con cal o cemento Portland para darle al concreto asfáltico una sustentación adecuada.

Con estas recomendaciones, que aparecen en el nomograma de proyecto se tienen  $d_1$  y  $a_1$ ; para la elección del espesor y calidad de la base, se debe tomar en cuenta si se necesita rigidizar o no y qué producto se utilizará para ello; además, se deben considerar los espesores mínimos, que para base y subbase, por los procedimientos de construcción son de 12 cm; se hace la aclaración que en ocasiones no se requiere subbase, en cuyo caso no se colocará; si se necesita, tendrá como mínimo el espesor indicado. En caminos con tránsito diario promedio pesado actual mayor de 5000 vehículos, el espesor de base mínimo será de 20 cm.

Por otro lado, si el cálculo nos indica que el espesor de subbase es del orden de 8 a 10 cm, lo más conveniente será aumentarlo a los 12 cm, pero si es menor quizá sea mejor adicionárselos al espesor de base, haciendo las correcciones por calidad y no construir aquella capa. El espesor de la subbase se calcula con la siguiente igualdad:

$$d_3 = D_2 - a_1 d_1 - a_2 d_2$$

Es pertinente insistir en que el nomograma de proyecto sólo se puede aplicar con datos procedentes de la prueba de Porter modificada (Padrón), ya que aunque existen otras tecnologías que utilizan el VRS como elemento de resistencia, los valores cambian al variar la forma de obtención; datos recopilados por F. Olivera, indican que a igualdad de pesos volumétricos y humedades, en pruebas VRS en el lugar, se pueden tener valores de 10% en el laboratorio; con especímenes compactados estáticamente, el valor es del orden de 6% y en especímenes compactados dinámicamente sería del orden de 3%, por lo que si en forma ilógica se utiliza el mismo nomograma, se tendrían espesores bastante diferentes.

Después se presenta un resumen sistematizado de la secuencia que se sigue en este método, basado en la prueba de Porter modificada (Padrón) y dos ejemplos de cálculo.

En primer lugar, el método Padrón toma en cuenta los elementos regionales y datos previos como economía, drenaje y régimen de lluvias, el nivel de aguas freáticas y la

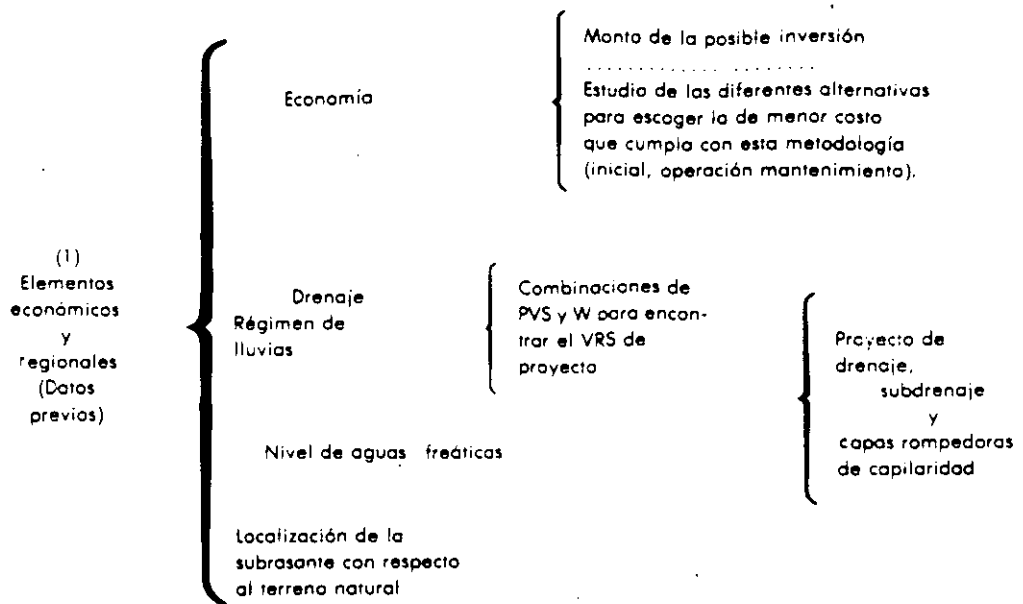


Fig. 13-44 Elementos económicos y regionales que se deben tomar en cuenta para la estructuración de la sección transversal de una vía terrestre.

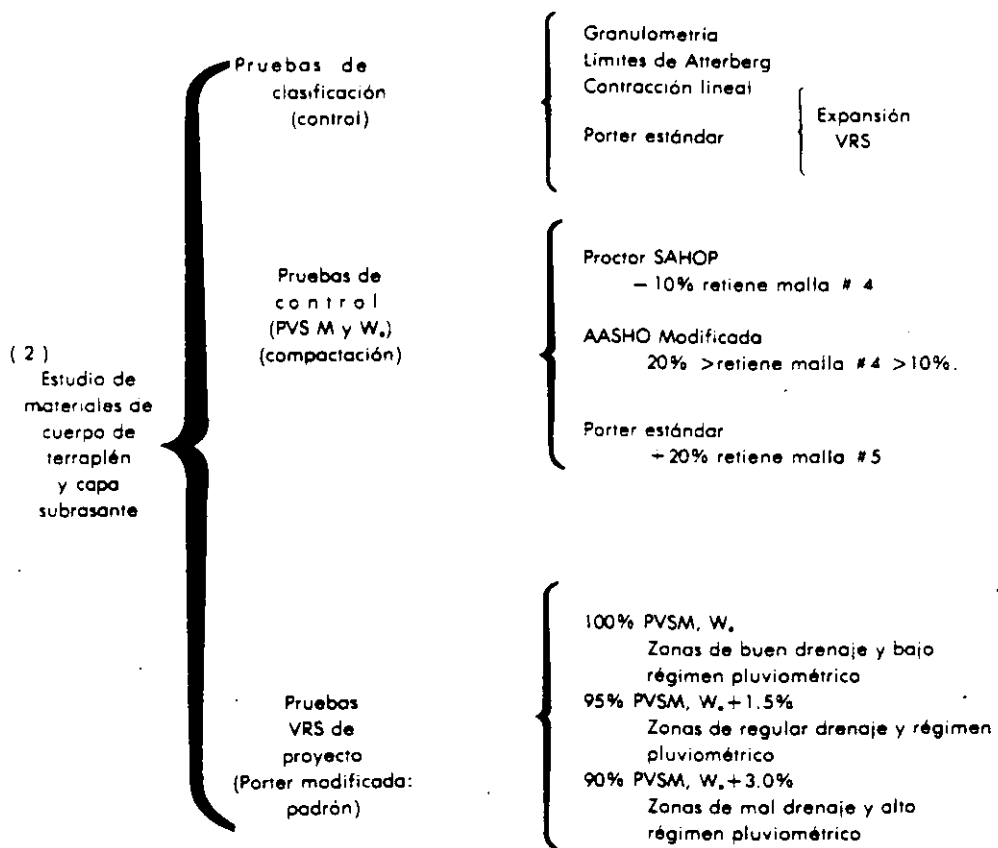
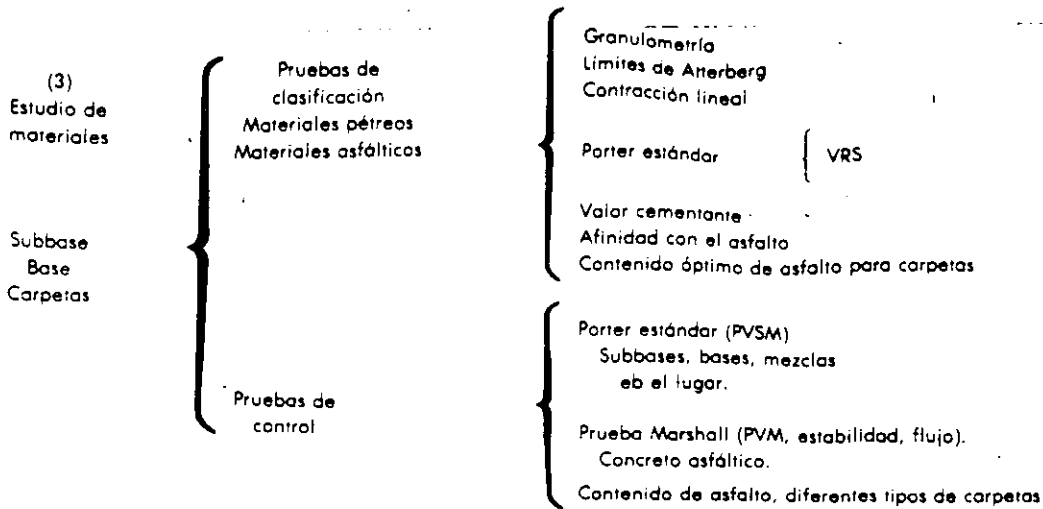
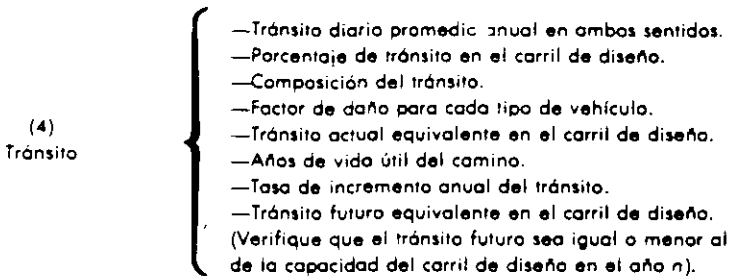


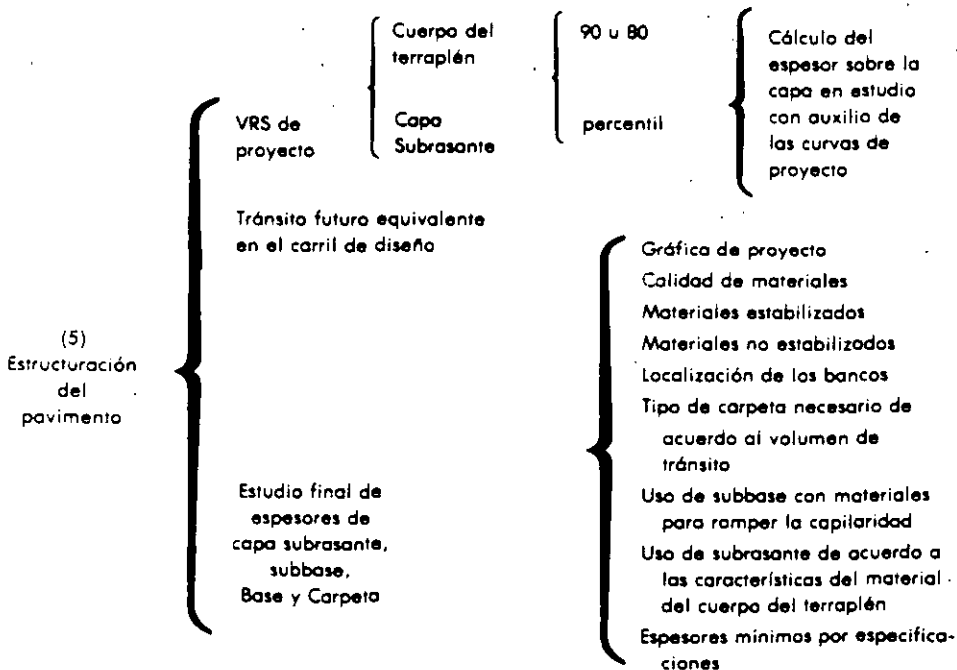
Fig. 13-45 Cuadro que muestra las pruebas que se realizan a los materiales de terracerías para el proyecto de la sección estructural de una vía terrestre. Método de Porter modificado (Padrón).



**Fig. 13-46** Cuando se muestran las pruebas que se realizan a los materiales de subbase, base y carpetas para el proyecto de la sección estructural de una vía terrestre. Método de Porter modificado (Padrón).



**Fig. 13-47** Resumen de características del tránsito para el proyecto de la sección estructural de una vía terrestre con pavimento flexible.



**Fig. 13-48** Elementos para la estructuración final de una vía terrestre. Método de Porter modificado (Padrón).

localización de la subrasante con respecto al terreno natural.

En cuanto a economía, se debe conocer el volumen de tránsito que se tendrá al futuro para proyectar el tipo de vía terrestre que se debe ejecutar, programándola de acuerdo con su evaluación, por medio de la relación beneficio-costeo o a la tasa de retorno; se deberán cuantificar económicamente las diferentes alternativas de estructuración de la sección transversal, tomando en cuenta los costos para construcción del cuerpo del terraplén, capa subrasante, subbase, base y carpeta para lo que se deben elegir, de acuerdo a la calidad y costo de extracción y acarreo, los bancos para los materiales que se utilizarán en la construcción (Fig. 13-44).

Para tomar en cuenta los problemas que el agua puede provocar en los materiales de construcción y en la obra misma, es necesario conocer la precipitación pluvial y el drenaje que está influido por el tipo de topografía que se tenga; en general, se tiene mejor drenaje en terreno montañoso o de lomerío que en terreno plano, aunque en aquéllos se tendrá mayor erosión; en el drenaje también influye la formación geológica de los materiales que forman la corteza terrestre; así, será diferente si se tienen arenas o arcillas, rocas sanas o fisuradas.

La posición del nivel de aguas freáticas y la localización de la subrasante con respecto al terreno natural es de mucha importancia en el comportamiento de los materiales que se van a utilizar en la obra.

Conociendo estas características regionales que están muy relacionadas con el agua, el proyectista puede realizar o revisar el diseño del drenaje y subdrenaje, así como realizar el estudio de los espesores de las capas haciendo uso de las características críticas de peso volumétrico y humedad que se deben reproducir en los especímenes para encontrar las resistencias de proyecto.

En este método, se realizan pruebas de clasificación, control y resistencia de los materiales de terracerías (cuerpo de terraplén y capa subrasante) y de los primeros dos tipos para las capas de base, subbase y carpetas.

Para clasificar los materiales de terracerías se realizan las pruebas de granulometría, límites de Atterberg, contracción lineal y Porter estándar (Expansión y VRS) para realizar su control en la obra, además de las anteriores, la correspondiente a compactación, para la cual, en materiales con menos del 20% de finos o con índice plástico menor a 10% se aplica la Porter estándar, y para materiales con mayor cantidad de finos se utilizan la AASHTO modificada o la Proctor 30 golpes. La prueba de resistencia de proyecto es la prueba de Porter modificada (Padrón) que es la que le da sustento y nombre a la tecnología (Fig. 13-45), que se lleva a cabo en los materiales de cuerpo del terraplén y capa subrasante con la combinación de peso volumétrico y humedad que el proyectista crea conveniente.

En los materiales de base y subbase, para clasificarlos se efectúan las pruebas de granulometría, límites de At-

terberg, contracción lineal, Porter estándar (VRS), val cementante y afinidad de los pétreos con el asfalto, también es necesario conocer el peso volumétrico en estado suelto; la compactación se controla con la prueba Porter estándar.

Para clasificar los materiales pétreos de carpeta se realizan las pruebas de granulometría, contracción lineal, dureza, densidad y forma de la partícula; para los asfaltos se hacen las pruebas de destilación, penetración, viscosidad, punto de encendido, demulsibilidad, asentamiento, acidez y carga de la partícula, según el tipo de productos asfálticos que se utilicen, que pueden ser: cemento, rebajados o emulsiones. Para las carpetas es necesario conocer el contenido óptimo de asfalto, su resistencia o estabilidad y el flujo; en la obra se controla, además de las características anteriores, el grado de compactación y la permeabilidad (Fig. 13-46).

En cuanto al tránsito, se deben conocer las características que se indican en la Fig. 13-47, revisando que el tránsito diario promedio anual en el último año de proyecto no rebase la capacidad del carril de diseño, pues en caso contrario se debe reducir el número de años de proyecto y programar la ampliación de la obra para esa fecha.

Resumiendo, la estructuración de la sección transversal con este método se realiza en la forma que se muestra en la Fig. 13-48. Se deberán conocer los valores relativos de soporte obtenidos de la prueba de Porter modificada (Padrón), para los materiales de cuerpo de terraplén y capa subrasante con la combinación de humedades que decida el proyectista y el tránsito futuro equivalente en el carril de diseño; por medio de las gráficas se calcula el espesor de capa subrasante (mínimo de 30 cm) y de pavimento; de acuerdo a la calidad de los materiales (naturales o estabilizados), el tránsito pesado actual y los espesores mínimos necesarios por construcción, se calculan los espesores de subbase (si se requiere), base y carpeta. Se debe tener especial cuidado en la calidad de los materiales, si se requieren capas rompedoras de capilaridad, etc.

### Ejemplo 1

Para la construcción de un tramo de camino de dos carriles, se realizaron sondeos en los bancos para el cuerpo de terraplén (préstamo) y de capa subrasante; para cada uno de ellos se obtuvo el VRS de proyecto, correspondiente al 80 percentil, teniéndose los siguientes datos:

VRS de proyecto para el cuerpo del terraplén: 5%

VRS de proyecto para capa subrasante: 7%

El TDPA inicial será de 5840 vehículos con la siguiente composición:

Vehículos con menos de 15 ton	40%
Autobuses	10%
Camiones de 17 ton	20%

Camiones de 25 ton 15%  
 Camiones de 40 ton 10%  
 Camiones de 70 ton 5%  
 Periodo de diseño de 15 años  
 Tasa de incremento anual del tránsito 7%

**Resolución**

1. Los datos anteriores se registran en la hoja de proyecto tal como se indica en la Fig. 13-48; se calcula el TDPA

Cálculo de espesores para pavimentos flexibles  
 método de Porter modificado (Padrón)

Obra \_\_\_\_\_ Fecha \_\_\_\_\_  
 Tramo \_\_\_\_\_ Subtramo \_\_\_\_\_  
 Datos para proyecto:  
 Tránsito diario promedio anual en dos sentidos (TDPA) 5840 VEH.  
 Tránsito en el carril de diseño (60%) 3505 Periodo de diseño (n) 15 años  
 Tasa anual de crecimiento (r) 7.0 % factor de proyección al futuro (c) 9172

Tipo de vehículos	Dist. del tránsito (%) (2)	Dist. del tránsito (Núm) (3)	Coefficiente de equivalencia (4)	Ejes sencillos equivalentes de 8.2 T (5)
Vehículos hasta 15 ton	40	1402	.06	84
Autobuses	10	350	2.1	735
Camiones (15 a 23 ton)	20	700	2.1	1470
Tractor c/samirremolque (25 a 33 ton)	15	526	4.1	2157
Camión c/ remolque (35 a 55 ton)	10	350	6.4	2240
Tractor c/ semi y remolque (65 a 85 ton)	5	175	8.4	1470
Suma				8156
Tránsito equivalente acumulado Al final de la vida útil = factor de proy. (C) X suma = 9172 X 9154				74806832

Cálculo de espesores  
 VR, de diseño del cuerpo del terraplén 5 %  
 $D_1 =$  Espesor de capa subrasante + pavimento 77 cm de grava  
 VR, de diseño de la capa subrasante 7 %  
 $D_2 =$  Espesor de pavimento 68 cm de grava

Estructuración del pavimento

Capa	Tipo	Es. Real	Fact. de Conv.	Esp. de gravas (cm)		
				por capa	de pav.	Total
Carpetas		7	2	14		
Base		15	1.5	23		
Subbase		32	1	32		
Subrasante		30	1	30	69	99

$$C = \frac{(1+r)^n - 1}{r} = 365$$

Fig. 13-49 Tabla que muestra las características y los coeficientes de equivalencia a ejes estándar de 8.2 ton para los vehículos que legalmente pueden transitar en la República Mexicana.

Fig. 13-49 (Continuación)

Tipo de vehículos	Peso total (ton)	Coeficiente de equivalencia	Peso de ejes cargados (ton)				
			Tractor		Caja	Remolque	
			Delantero	Trasero		Delantero	Trasero
Automóvil A2	2	.003	1(s)	1 (s)			
Autobús B2	15.5	2.0	5.5(s)	10.0(s)			
B3	20.0	1.8	5.5(s)	14.5(t)			
B4	27.0	2.3	9.0(t)	18.0(t)			
Camiones A'2	5.5	0.06	1.7(s)	3.8(s)			
C2	15.5	1.8	5.5(s)	10.0(s)			
C3	23.5	2.2	5.5(s)	18.0(t)			
C4	28.0	2.5	5.5(s)	22.5(tr)			
T2-S1	25.5	4.0	5.5(s)	10.0(s)	10.0(s)		
T2-S2	33.5	4.2	5.5(s)	10.0(s)	18.0(t)		
T3-S2	41.5	4.3	5.5(s)	18.0(t)	18.0(t)		
C2-R2	35.5	5.5	5.5(s)	10.0(s)		10.0(s)	10.0(s)
C3-R2	43.5	6.3	5.5(s)	18.0(t)		10.0(s)	10.0(s)
C3-R3	51.5	6.3	5.5(s)	18.0(t)		10.0(s)	18.0(s)
T2-S1-R2	48.5	6.1	5.5(s)	10.0(s)	10.0(s)	10.0(s)	10.0(s)
T3-S3	50.5	6.0	5.5(s)	18.0(t)	22.5(tr)		
T2-S2-R2	53.5	6.4	5.5(s)	10.0(s)	18.0(t)	10.0(s)	10.0(s)
T3-S1-R2	53.5	6.6	5.5(s)	18.0(t)	10.0(s)	10.0(s)	10.0(s)
T3-S2-R2	61.5	9.4	5.5(s)	18.0(t)	18.0(t)	10.0(s)	10.0(s)
T3-S2-R3	69.5	8.2	5.5(s)	18.0(t)	18.0(t)	10.0(s)	18.0(t)
T3-S2-R4	77.5	8.0	5.5(s)	18.0(t)	18.0(t)	18.0(t)	18.0(t)

(S) = eje sencillo; (t) eje tándem; (tr) = eje triple.

para el carril de diseño que en este caso, por ser un camino de dos carriles es el 60% del TDPA en dos sentidos o sean 3504 vehículos.

2. Se calcula el factor de proyección del tránsito al futuro,  $C$ , por medio de la fórmula que aparece en la hoja de cálculo, resultando en este caso de 9172.

3. Se calculan los datos de la columna 3 (multiplicando el TDPA en el carril de diseño, por los porcentajes de la composición del tránsito, que se tienen en la columna 2), y los de la columna 5 (multiplicando las cantidades de la 3 por los factores de equivalencia, que para cada tipo de vehículo se colocan en la columna 4, para obtener los ejes correspondientes de 8.2 ton). Se hace la suma de la columna 5, que se multiplica por el factor de proyección al futuro; o sea:  $8156 \times 9172 = 74806852$ , que corresponde al tránsito acumulado en ejes de 8.2 ton, al final de la vida de proyecto.

4. Con el dato anterior y el VRS de proyecto del cuerpo del terraplén, se obtiene el espesor necesario desde la parte inferior de la capa subrasante hasta la superficie de rodamiento, utilizando el nomograma de proyecto de la Fig. 13-42; en este caso se tienen: 77 cm; con el mismo dato de tránsito pero ahora con el VRS de proyecto del material de capa subrasante (7%) y el mismo nomogra-

ma, se obtiene el espesor del pavimento (subbase, base y carpeta) = 68 cm.

5. Con los dos valores anteriores se calcula el espesor de la capa subrasante:  $77-68 = 9$  cm; este valor, debido a las funciones que tiene esta capa además de la estructural, debe ser de 30 cm como mínimo.

6. Se efectúa el cálculo de las capas de pavimento; se procede como sigue: (supóngase 30% de vehículos con menos de 5 ton).

Cantidad de vehículos actuales con peso mayor a 5 ton.

$$.70 \times 5840 = 4088 \text{ vehículos/día}$$

Según la recomendación que se encuentra en las curvas de proyecto, para más de 3000 vehículos pesados actuales se requiere carpeta de concreto asfáltico de 7 a 10 cm; se colocarán 7 cm (factor de conversión de grava 2).

El espesor mínimo de base es de 15 cm; y se colocará material rigidizado con cal (factor de conversión de grava 1.5).

Con los dos datos anteriores se puede calcular el espesor de la subbase:

$$\text{Espesor de pavimento} = a_1 d_1 + a_2 d_2 + a_3 d_3 \text{ o sea:}$$

$$68 \text{ cm} = 7 \text{ cm} \times 2 + 15 \text{ cm} \times 1.5 + SB.$$

$$SB = 68 - 36.5 \text{ cm} = 31.5 \text{ cm.}$$

La estructuración final es:

Capa subrasante	30 cm
Subbase	32 cm
Base rigidizada con cal	15 cm
Carpeta de concreto asfáltico	7 cm

Si en las zonas se pudiera encontrar un mejor material de capa subrasante, se podría tener un ahorro importante en el costo de la subbase; supóngase que se puede utilizar un material de capa subrasante con VRS de 12%; entonces, se tendría un espesor de pavimento de 54 cm, con lo que el espesor de la capa subrasante sería  $D_1 - D_2 = 72 - 54 = 18$  cm; el espesor de la capa subrasante seguiría siendo de 30 cm por especificaciones, pero el espesor del pavimento disminuyó de 68 a 54 cm o sean 14 cm; así:

$$54 \text{ cm} = 7 \text{ cm} \times 2 + 15 \text{ cm} \times 1.5 + SB$$

$$\therefore SB = 54 - 36.5 = 17.5 \text{ cm}$$

En este caso, la estructuración sería:

Capa subrasante	30 cm
Subbase	18 cm
Base rigidizada con cal	15 cm
Carpeta de concreto asfáltico	7 cm

También, si se aumenta ligeramente el espesor de carpeta se puede disminuir más el de la subbase; la solución definitiva y racional puede hacerse por medio de análisis económicos, tomando en cuenta los tratamientos que requieren los materiales y los acarrees necesarios debido a la ubicación de los bancos.

### Ejemplo 2

Supóngase que el tránsito diario promedio anual de un camino de 2 carriles es de 1500 vehículos y que la composición del tránsito es la misma, con lo que el tránsito en ejes equivalentes al final de la vida útil es de  $21 \times 10^6$  millones de ejes; el VRS de proyecto para el cuerpo de terraplén es de 8% y el de la capa subrasante de 12%.

#### Solución:

Por medio del nomograma de proyecto (Fig. 13-42) se obtiene el espesor  $D_1$  de capa subrasante y pavimento con  $21 \times 10^6$  ejes equivalentes y VRS de 8%, que es de 54 cm.

Igualmente ahora con VRS de 12% se obtiene el espesor  $D_2$  de pavimento que es de 48 cm.

El espesor estructural de la capa subrasante es:

$$D_1 - D_2 = 54 - 48 = 6 \text{ cm}$$

Por especificaciones el espesor será de 30 cm.

Como se tiene un tránsito menor a 5000 vehículos pesados diarios, se colocará carpeta asfáltica de 8 cm sobre una base natural de 15 cm de espesor; los coeficientes "a" de estas capas son 1.5 y 1.0, respectivamente, con lo que tenemos:

$$48 \text{ cm} = 8 \text{ cm} \times 1.5 + 15 \text{ cm} \times 1.0 + SB$$

$$\therefore SB = 48 - 27 = 21 \text{ cm}$$

La estructura quedaría:

Capa subrasante	30 cm
Subbase	21 cm
Base natural	15 cm
Carpeta en frío	8 cm

Actualmente en Inglaterra se utiliza un método de proyecto que se describe en la Road Note 29 del Transport and Road Research Laboratory, que es semejante al desarrollado en México por el Ing. Padrón en base al VRS obtenido de muestras compactadas en forma estática; en cuanto a la humedad de los especímenes, en la prueba inglesa se recomienda: "Es importante que el contenido de humedad y peso volumétrico seco, en el momento de realizar la prueba sean aproximadamente los que se esperen cuando se termine el pavimento".

En la Fig. 13-49 se muestran las características y los coeficientes de equivalencia a ejes estándar de 8.2 ton para los vehículos que legalmente pueden hacer uso de las carreteras en la República Mexicana. De acuerdo a los aforos de tránsito que se tengan, para proyectar un pavimento flexible, de la tabla anterior se pueden tomar los datos que se registrarán en la Fig. 13-48 a la que si es necesario se pueden aumentar a los renglones un mayor número de tipos de vehículos.





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

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

Del 19 al 21 de Octubre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

**ESTABILIDAD DE TALUDES**

M. en I. Gabriel Moreno Pecero

Morelia, Mich.

## Estabilidad de taludes

### VI-1 INTRODUCCION

Se conocen con el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierra. Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural, en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes. También se producen taludes en los bordes de una excavación que se realice a partir del nivel del terreno natural, a los cuales se suele denominar taludes de la excavación.

La anterior nomenclatura no es la única que emplean los ingenieros de Vías Terrestres. Por lo menos existe otra muy extendida, quizá preferible a juicio de los autores de esta obra, según la cual se denominan laderas naturales o simplemente laderas las superficies inclinadas de las masas de suelo que se han formado sin intervención humana, en tanto que se reserva la palabra talud para la formación artificial, construida por el ingeniero, hablándose así de los taludes de los cortes, de los terraplenes, de las excavaciones, etc.

La nomenclatura no constituye, naturalmente, un aspecto esencial, por otra parte, y es fácil lograr entendimiento inmediato a este respecto aun entre ingenieros de diferentes nacionalidades dentro del idioma español.

No hay duda de que el talud constituye la estructura más compleja de las Vías Terrestres; ligados a su estabilidad aparecen los problemas más complicados de la mecánica de suelos y de la mecánica de rocas aplicadas a la construcción de estas obras, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable. En primer lugar será preciso analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad de taludes,

entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Aquí radica la esencia del problema y la razón de su estudio. A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y, por lo tanto, diferentes costos. Podrían imaginarse casos en que, por alguna razón, el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivo para pensar en "problemas de estabilidad de taludes", pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquel al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo, el talud más escarpado. Sin embargo, existen, según ya se dijo, excepciones a esta regla, alguna de las cuales habrá ocasión de mencionar en páginas subsecuentes.

De esta manera los taludes son (caso excepcional en una técnica ingenieril sustentada en bases filosóficamente correctas) estructuras que en general se deben proyectar y construir con una motivación esencialmente económica. Y por cierto, ha de comentarse que los montos de inversión por los que se pelea y que se defienden con un criterio correcto de estabilidad de taludes son una parte muy importante de la inversión total que se efectúe en una vía terrestre. En México, por ejemplo, estadísticamente hablando, puede decirse que el 50% de toda carretera por construir se desarrollará en terreno francamente montañoso, un 30% en terreno ondulado y un 20% en terreno plano. En el primer tipo de configuración quizá un 70% del costo total de la carretera corresponda al movimiento de tierras que, a su vez, consistirá fundamentalmente en la formación de cortes y terraplenes, en los que cualquier cambio en la inclinación repercutirá en forma importante en el costo total.

La Fig. VI-1 muestra un caso particular del volumen movido con la inclinación del talud; para fines

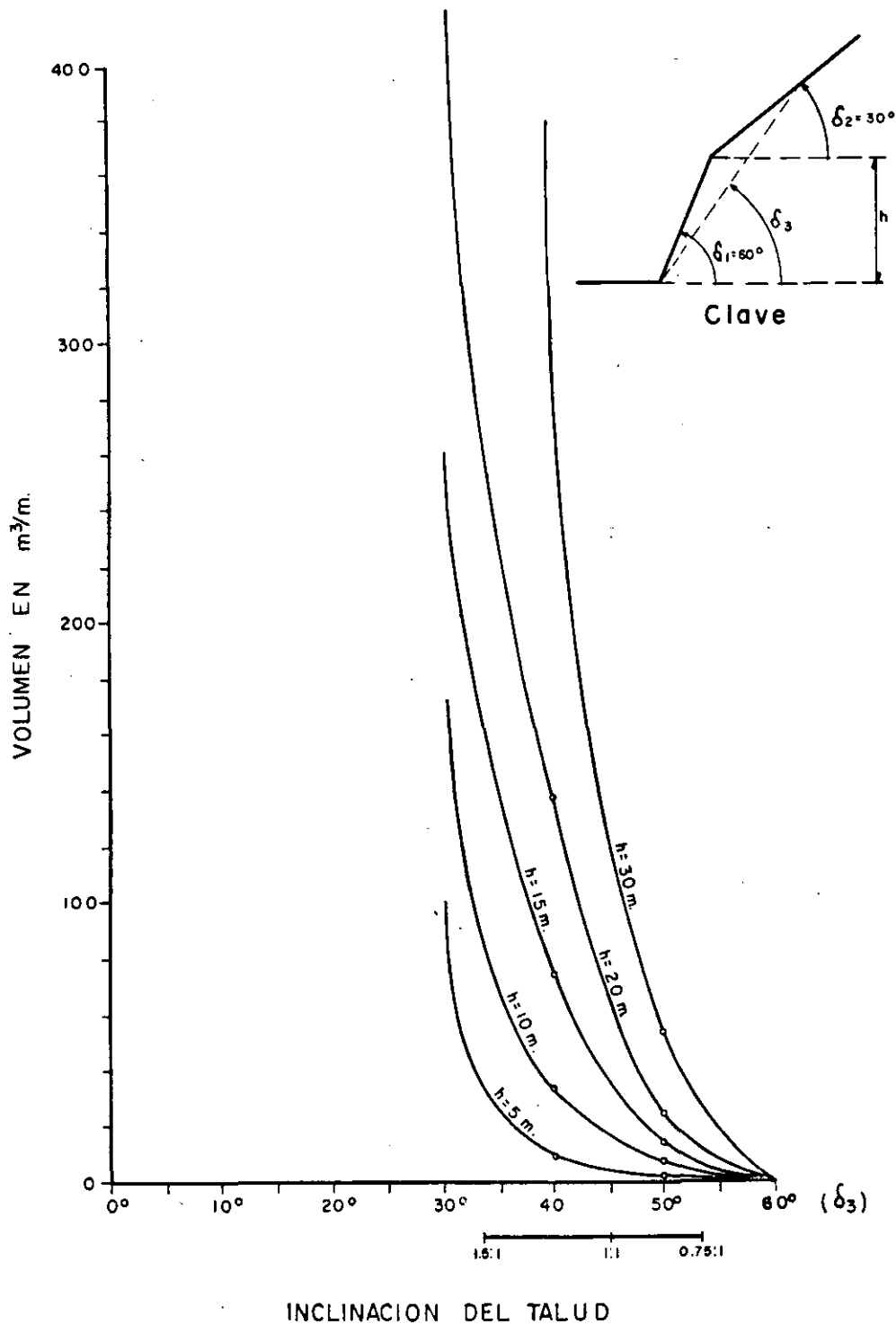


Figura VI-1. Variación del volumen con la inclinación del talud.

puramente ilustrativos, se supone un corte efectuado en una ladera natural compuesta con inclinaciones de 60° y 30°; el corte se efectúa con inclinación  $\delta_3$  (variable) y se presentan los resultados correspondientes a varias alturas. En terreno plano, el porcentaje de costo correspondiente a movimiento de tierras puede bajar hasta un 40% y en este valor, además, influirá muy poco la inclinación de cortes y terraplenes, que serán de escasa altura.

Además, la expansión de la inversión pública en las vías terrestres permite afirmar que la cantidad de dinero que puede defenderse con un correcto criterio de estabilidad de taludes aumentará cada año a partir de las cifras actuales, ya dignas de toda consideración.

Así, debe verse como una necesidad de orden nacional el desarrollo de criterios prácticos y seguros para lograr que se fije la inclinación más escarpada

posible en los cortes y terraplenes de las vías terrestres.

Probablemente muchas de las dificultades asociadas en la actualidad a los problemas de estabilidad de taludes radican en que se involucra en tal denominación a demasiadas cosas diferentes, a veces radicalmente distintas, ya que dentro de la denominación genérica estabilidad de taludes se incluyen demasiados aspectos, de manera que el estudio directo del problema, sin diferenciar en forma clara tales variantes, tiene que conducir a cierta confusión. Es indudable que en lo anterior está contenida la afirmación de que los taludes son estructuras muy complejas, que presentan muchos puntos de vista dignos de estudio y a través de los cuales la naturaleza se manifiesta de muchas formas diversas. Esto hará que su estudio sea siempre complicado, pero parece cierto también, que una parte de las dificultades presentes se debe a una falta de correcto deslinde de las diferentes variantes con que el problema de estabilidad se puede presentar y se debe afrontar.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes construidos por el ingeniero. Dentro de éstos deben verse como esencialmente distintos los problemas de los cortes y los de los terraplenes. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y, en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que privaron a lo largo de tal historia y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado. Esta historia y génesis de formación de laderas y taludes, la historia de esfuerzos a que estuvieron sometidos y la influencia de condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan importantes como la configuración de los suelos y las rocas, o el flujo de aguas subterráneas a través de los suelos que forman la ladera o el talud, el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

Así pues, en primer lugar habrá que distinguir, en lo que a tratamiento y manejo se refiere, las laderas naturales de los taludes artificiales. Los materiales que constituyen ambos tipos son diferentes en naturaleza y disposición, y también cambia en esencia el modo en que influyen todas las circunstancias de ambiente, clima e historia geológica desde su formación y durante su existencia. Lo que la experiencia o el conocimiento científico vayan enseñando de un tipo de formación, no será "per se" aplicable al otro; será preciso distinguir ambos casos, para ir formando el conjunto de conocimientos teóricos y experimentales idóneo para cada uno.

Dentro de los taludes artificiales también existen en las vías terrestres diferencias esenciales entre los cortes y los terraplenes. Estos últimos constituyen una estructura que se construye con un material relativamente controlado o que, por lo menos en principio,

se puede controlar; en los cortes, como ya se mencionó (capítulo III), no existe esa posibilidad. Es obvio que tales condiciones de formación han de imponer variantes en la naturaleza de los materiales con que se haya de trabajar, en su homogeneidad y en su disposición, que han de reflejarse fundamentalmente en la estructura final a que se llegue y en todos los aspectos de su comportamiento.

Otro aspecto que genera confusión dentro de la concepción del problema "estabilidad de taludes" es, a juicio de los autores de este libro, el que emana de la extraordinaria complejidad y multiplicidad de lo que ha dado en llamarse "falla del talud". Desde luego, no existe un consenso universal en lo que debe entenderse por tal; la gran mayoría de las fallas de taludes se definen en términos de derrumbes o colapsos de toda índole, que no dejan duda en pensar que ha ocurrido algo que pone en serio entredicho la función estructural; o en términos de movimientos excesivos, al grado de ser incompatibles con la concepción ingenieril del comportamiento del talud y con la función para la que fue construido. Independientemente de que en las concepciones anteriores de "falla" existen gran cantidad de elementos de interpretación subjetiva, casos de frontera, etc., en los que puede ser muy difícil pronunciarse en un momento dado, los autores piensan que no está ahí la verdadera fuente de confusión en el concepto "falla" de los taludes. Esta radica, más bien, en la gran variedad de fenómenos que por lo general se involucran en el concepto; una falla rotacional, que afecte al cuerpo entero del talud y su terreno de cimentación, puede comprometer su función estructural tanto como un corrimiento traslacional de una gran parte de la estructura o como el deslizamiento lento y superficial de una ladera natural. En todos los casos ha habido "falla" o ha habido problema, según la nomenclatura usual y para resolver el problema o corregir la falla el ingeniero ha de acudir a un tratado en que los problemas o las normas correctivas quizá se presentan en forma indiscriminada, sin considerar que una falla rotacional es algo fundamentalmente distinto a un movimiento traslacional, que tienen diferentes modos de ocurrir y que han de ser concebidos y tratados de modo totalmente distinto en muchos casos. Es urgente, pues, diferenciar los múltiples modos por los que un talud puede llegar a no cumplir la función que se le haya asignado o a un eventual colapso, viendo cada modo como un problema distinto, en génesis, planteamiento y solución.

La naturaleza y homogeneidad de los materiales constitutivos son básicos para plantear y definir el problema de la estabilidad de un talud en cualquiera de sus múltiples aspectos. El ingeniero, como es en él usual, analiza estos problemas tratando de extraer los suficientes conocimientos de carácter general como para poder establecer un modelo matemático en el que analizar la estabilidad sea una simple cuestión de lápiz y papel y aplicación de tal o cual procedimiento matemático o secuencia de cálculo algebraico.

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 estos 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 llegaran 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 subsecuentes. 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, empiezan 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 MAS 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.

## b. Factores internos

- b.1 Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.
- b.2 Estados de esfuerzos actuantes.

## c. Factores climáticos y, concretamente, el agua superficial y subterránea.

Al considerar las diferentes fallas que pueden existir en los taludes naturales y artificiales también será necesario distinguir las que ocurren en suelos residuales, en suelos transportados o en materiales que han sufrido un proceso de compactación durante su puesta en obra.

De hecho se dedicará una atención especial al problema de los suelos residuales en un párrafo posterior.

### A Fallas ligadas a la estabilidad de las laderas naturales

Se agrupan en esta división las fallas que ocurren típicamente en laderas naturales, aun cuando de un modo u otro también pudieran presentarse de manera ocasional en taludes artificiales.

#### A-1 Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (Creep).

Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. En aras de la economía del lenguaje se utilizará en lo que sigue la palabra inglesa "creep" para referirse a ella, si bien eventualmente se podrá usar la expresión "deslizamiento superficial".

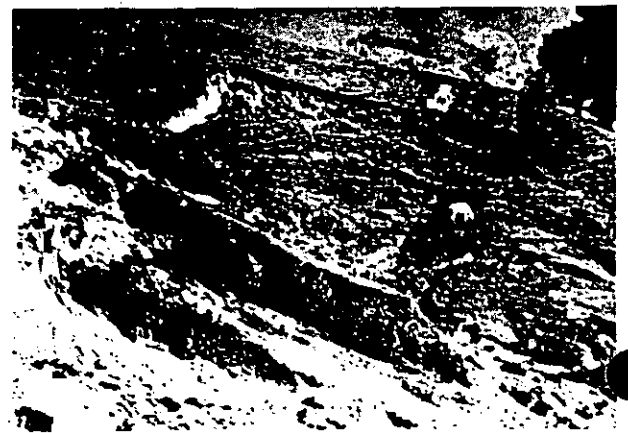
El creep suele afectar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento. El creep suele deberse a una combinación de las acciones de las fuerzas de gravedad y de otros varios agentes. La velocidad de movimiento ladera abajo de un creep típico puede ser muy baja y rara vez excede de algunos centímetros por año (Ref. 2).

En rigor debe hablarse de dos clases de creep, según ha señalado Terzaghi (Ref. 2): el estacional, que afecta sólo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, sólo se puede atribuir al efecto gravitacional. El primero, que en mayor o menor grado existe siempre, producirá movimientos que podrán variar con la época del año; el segundo se manifestará por movimientos prácticamente constantes. El espesor de la capa superficial a la que afecta el creep estacional es sumamente bajo y su dimensión máxima puede estimarse en un metro (Ref. 3).

No están claras todavía las causas por las que una ladera natural particular pueda entrar en un estado crítico, a causa del cual una costra superficial, cuyo espesor puede ser en este caso de varios metros, comienza a moverse lentamente ladera abajo. Se ha hablado de una "resistencia fundamental" (Refs. 2 y 4) que representaría un límite tal que, si los esfuerzos actuantes quedan abajo de él, la parte superficial de la ladera permanecerá en reposo, y que si los esfuerzos actuantes lo sobrepasan, se producirá el creep masivo. Aparte de ello existirá en el material de la ladera la resistencia al esfuerzo cortante máxima, en el sentido convencional; si los esfuerzos actuantes llegan a sobrepasar este último valor, se producirá un "deslizamiento de tierras" rápido, del tipo de los que se describen más adelante.

Aun cuando no están del todo definidos los conceptos de resistencia fundamental o las causas del creep, parece cierto que este movimiento se produce bajo niveles de esfuerzos actuantes bajos, muy inferiores a los que corresponden a la máxima resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; esto ha sido establecido por Griggs (Ref. 4) y por Bishop (Ref. 5), quien al realizar pruebas triaxiales drenadas en arcillas comprobó que los esfuerzos necesarios para producir deformaciones muy lentas a largo plazo eran únicamente una fracción de la resistencia máxima de la arcilla. También parece razonable pensar que el mecanismo superficial de estos deslizamientos relacionado con la baja resistencia al esfuerzo cortante que tienen los materiales de la ladera en la zona superficial, en la que son muy bajos los esfuerzos normales efectivos actuantes.

En la tercera Conferencia Terzaghi, que se volverá a mencionar en páginas siguientes de este capítulo, Bjerrum propone otro mecanismo que pudiera contribuir, por lo menos en algunos casos, a movimientos superficiales de laderas formadas por arcillas sobreconsolidadas o lutitas. Según su idea, al meteorizarse estos materiales y por consiguiente debilitarse sus nexos fisicoquímicos interparticulares, se liberan ciertas cantidades de energía de deformación acumulada y recuperable, como consecuencia de lo cual se



Creep en ladera natural.

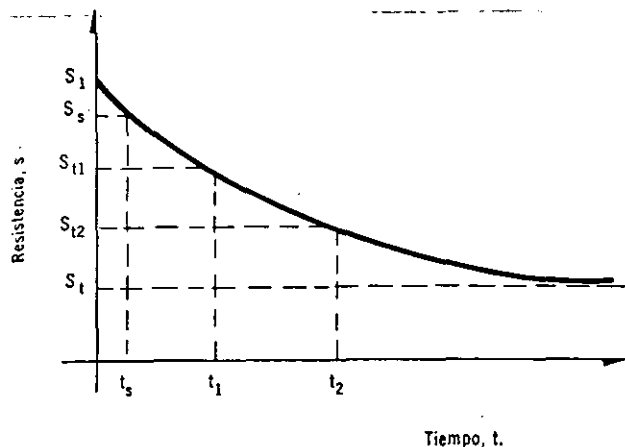


Figura VI-2. Evolución de la resistencia de una arcilla sometida a cargas bajo el nivel de falla, con el tiempo (Ref. 6).

producen esfuerzos laterales que actúan ladera abajo sobre las capas más superficiales de dicha ladera.

Otro mecanismo fundamental, que sin duda debe influir en la generación del creep, es el que se ilustra en la Fig. VI-2 y sobre el que han llamado la atención Goldstein y Ter-Stepanian (Ref. 6) hace algunos años.

La figura muestra la evolución típica de la resistencia de una arcilla cuando se la somete a una carga abajo del nivel de falla y se permite que dicha carga actúe durante largo tiempo. El valor  $S_5$  en la figura correspondería a la resistencia máxima convencional, tal como se obtiene en una prueba triaxial que se realiza en el tiempo  $t_5$ . La disminución de resistencia a largo plazo puede explicarse en términos de la destrucción de los nexos interparticulares que ocurre en la arcilla como consecuencia de la deformación bajo los esfuerzos cortantes actuantes. En una ladera natural se cumplen tanto la condición de la existencia de un estado de esfuerzos actuantes, como la de que dichos esfuerzos actúen durante muy largo tiempo; esto explicaría el abatimiento de la resistencia en el material de la ladera, aun por abajo de niveles de esfuerzos bajos, del tipo de los reportados por Griggs y Bishop.



Falla de un camino por deslizamiento superficial Carretera Guadalajara-Ixtlahuacán.

Como ya se ha dicho, con frecuencia el creep afecta a grandes extensiones de terreno en declive. Como quiera que no se conoce un método seguro para detenerlo una vez que se inicia, se comprende la importancia que para el ingeniero tiene su localización oportuna, desde los primeros estudios de campo que se hagan para iniciar el proyecto o en la etapa del anteproyecto. Por eso es de fundamental importancia considerar cuales son los signos exteriores del fenómeno que el ingeniero puede advertir (Fig. VI-3).

Es lógico pensar que la velocidad de movimiento de la ladera sea máxima en la superficie y vaya disminuyendo hacia el interior, donde aumentan las restricciones al movimiento. Este hecho, del que existe amplia evidencia experimental, se refleja por una inclinación de los árboles, postes y otros elementos similares, los que adoptan una posición perpendicular a la ladera, en vez de la natural, vertical. Este es un signo ominoso que habrá que buscar siempre que se explore una ladera natural. Además, es obvio que han de reflejarse en el movimiento todas las heterogeneidades que existan en la zona superficial de la ladera, las cuales crearán diferencias en la velocidad del movimiento que, a su vez, serán causa de agrieta-



Otra vista de una ladera natural en creep, próxima a la carretera Huixtla-Mototzintla.



Signos de creep en una ladera natural.





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 ígnea masiva (zona de fallas de la autopista Tijuana-Ensenada).



Vista panorámica de una falla por deslizamiento lento de 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).

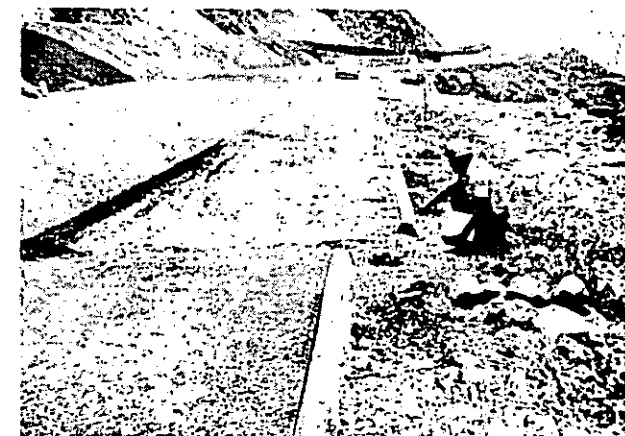
Una vez producida la superficie de falla podrá ocurrir un deslizamiento rápido de las masas afecta-



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 crean 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 zona 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.

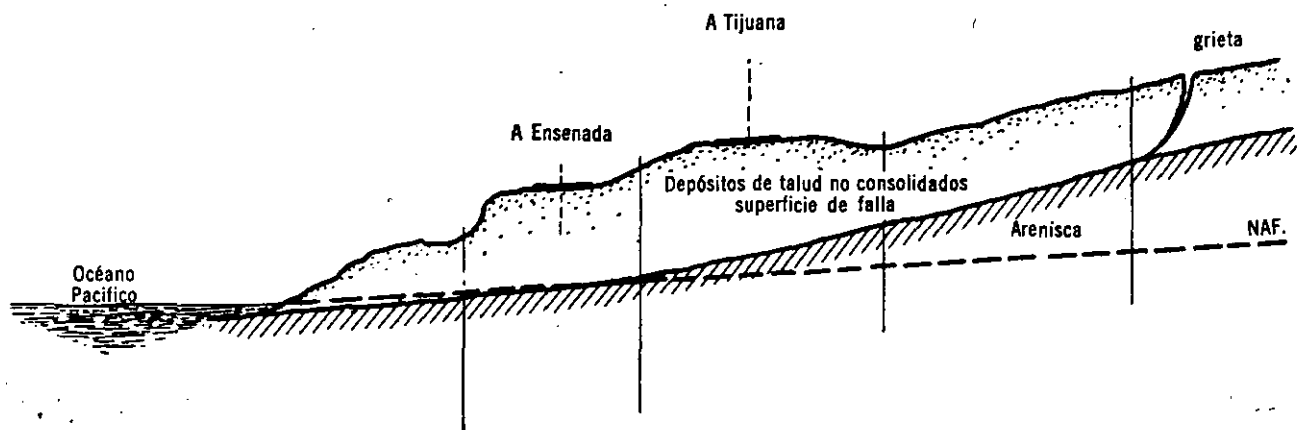


Figura VI-4. Superficie de falla formada en una ladera natural.

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 existan 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.

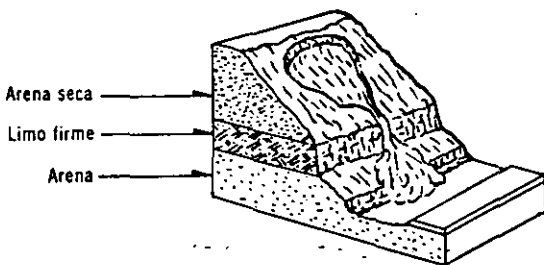
Fenómenos similares se han registrado en arenas secas.

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

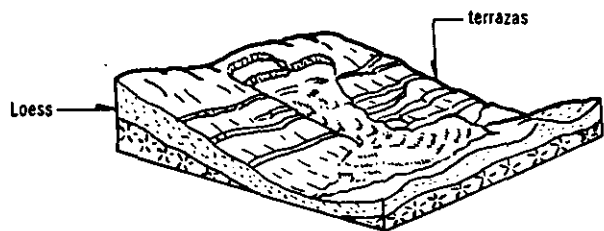
**A-3.b Flujos en materiales húmedos. Flujos de lodos**

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).**

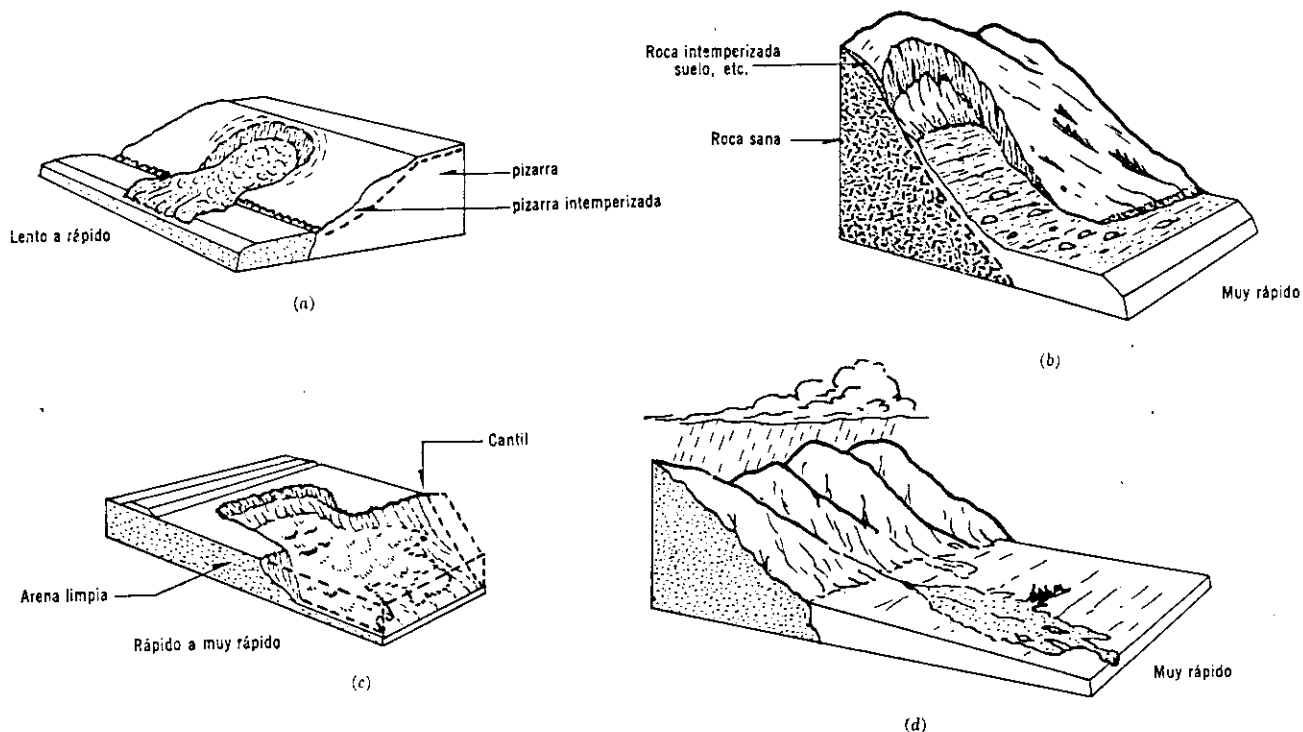


Figura VI-6. Flujos en materiales húmedos (Refs. 8 y 9).

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 independientemente 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.

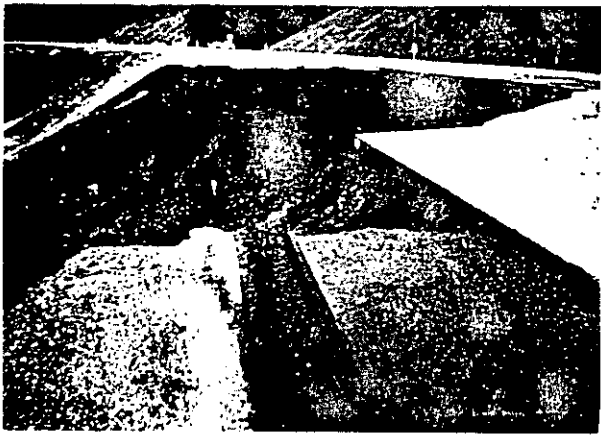
Los flujos de lodo muy rápidos se presentan muchas veces en laderas de las que se ha removido la cobertura vegetal por alguna razón y suelen comenzar en muy modestas proporciones, creciendo rápidamente con un poder de transporte del suelo sobre el que pasa que parece fuera de proporción con su importancia 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 subsecuentes 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).**



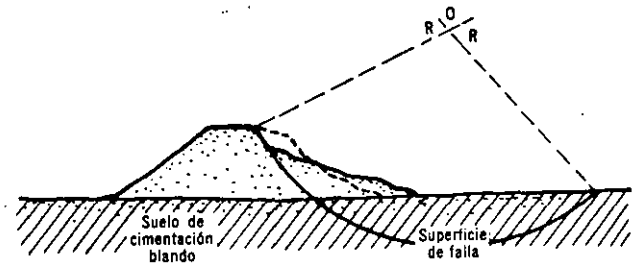
Aspecto típico de la corona de una falla rotacional.

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.

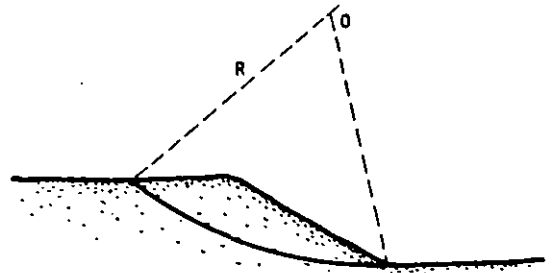


Falla rotacional por el pie del talud (autopista Puebla-Orizaba).

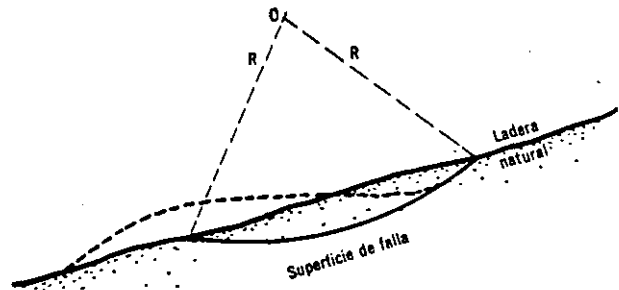
La Fig. VI-7 muestra el perfil de algunas fallas típicas del tipo rotacional.



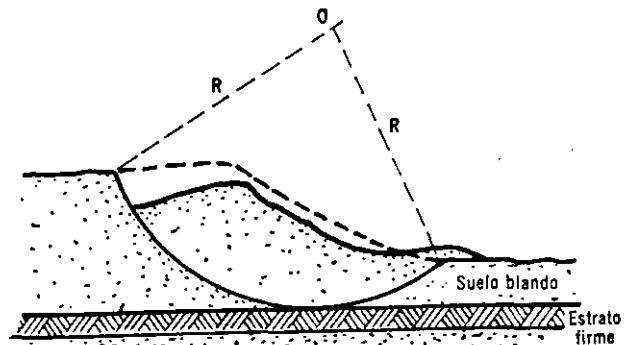
a) Falla de base.



b) Falla por el pie del talud.



c) Falla superficial.



d) Falla limitada por un estrato firme.

Figura VI-7. Fallas rotacionales. Secciones típicas.

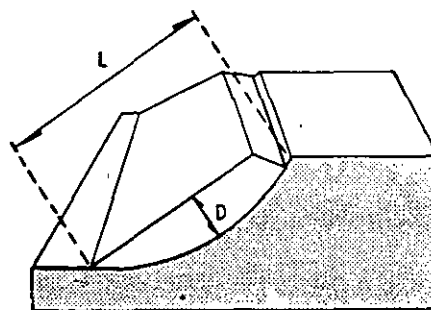
Desde luego las fallas rotacionales de forma circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor (hablando 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).



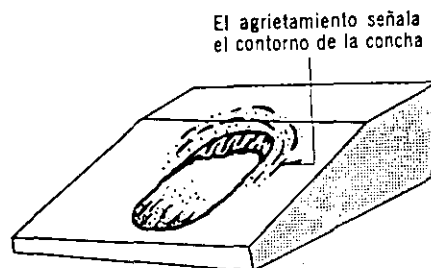
Falla rotacional de base. Obsérvese la salida de la superficie de falla al pie del talud.



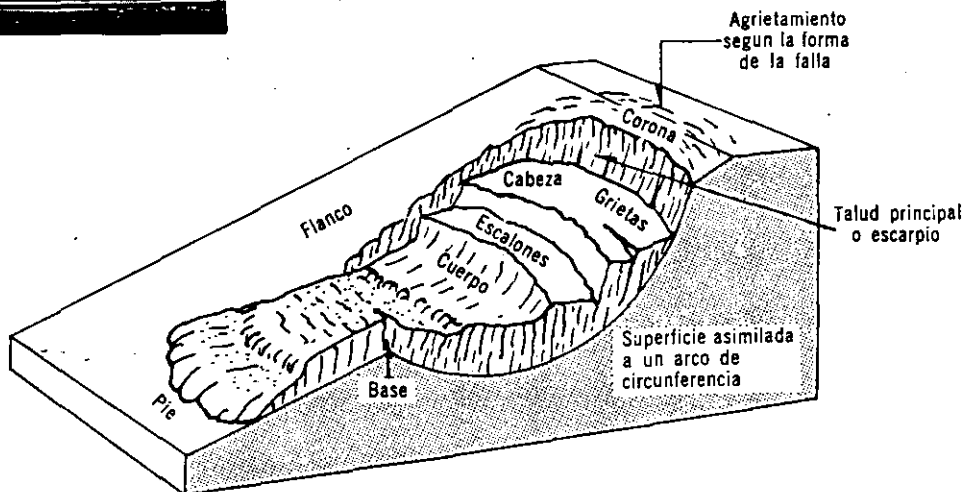
a) Falla de frente amplio.



Falla rotacional.



b) Falla concoidal.



c) Nomenclatura de una zona de falla circular.

Figura VI-8. Tipos de fallas rotacionales.



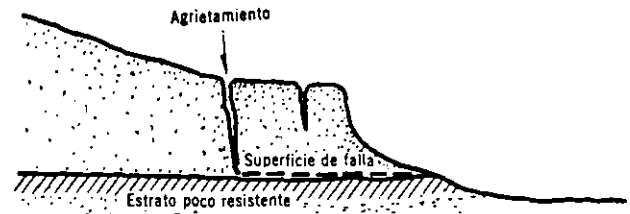


Otro ejemplo de una gran falla rotacional (cortesía de T. Smith, del Laboratorio del Dpto. de carreteras de California, U. S. A.).

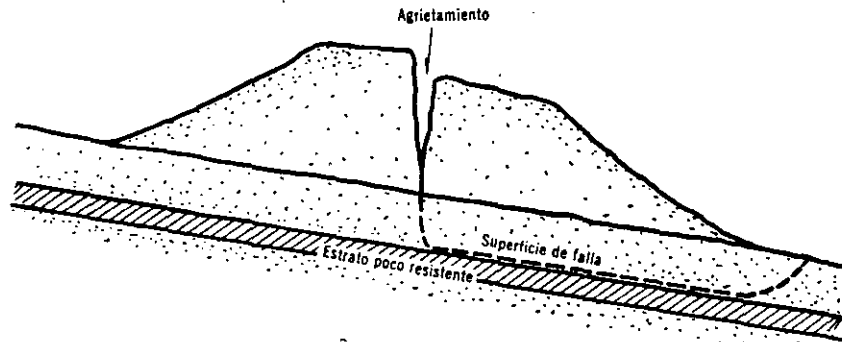
Las fallas rotacionales de forma distinta a la circular típica parecen estar asociadas sobre todo a arcillas sobreconsolidadas, que se presentan en taludes no homogéneos, por diferencias en la meteorización, por influencia de la estratificación o por otras causas que se reflejen en discontinuidades o 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.

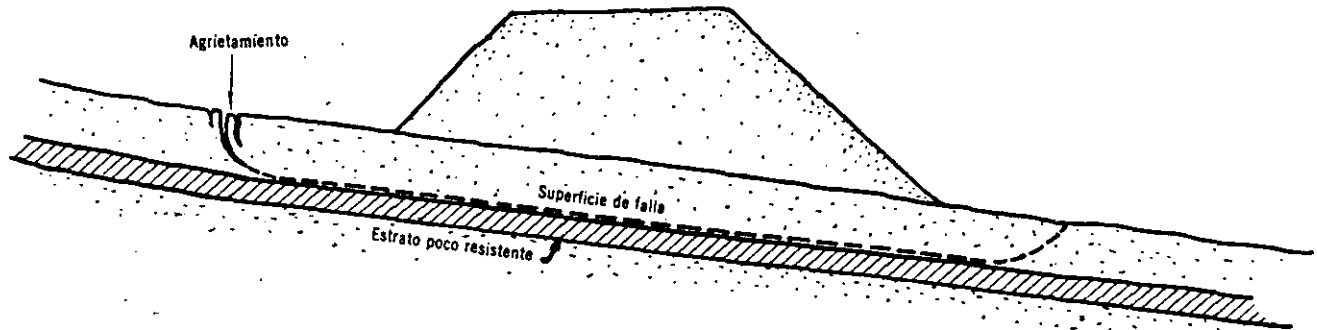
Producido el deslizamiento, la cabeza de la falla puede presentar taludes casi verticales, por lo que tenderán a producirse nuevas fallas, si el ingeniero no



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.

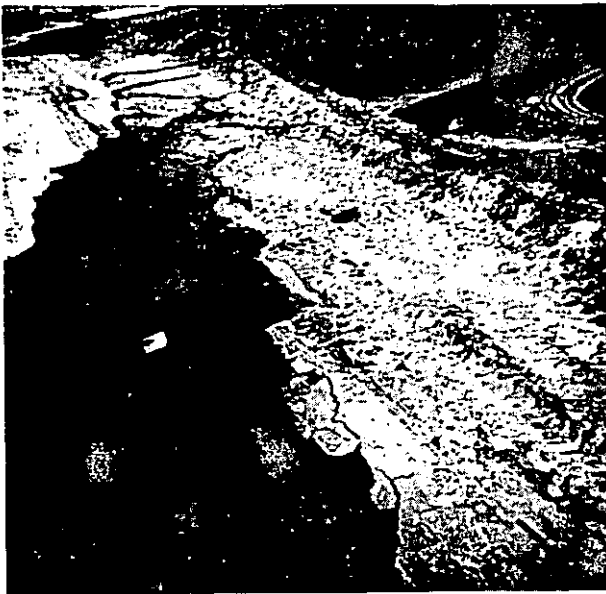
Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud.

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



Efecto 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 determinadas 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.

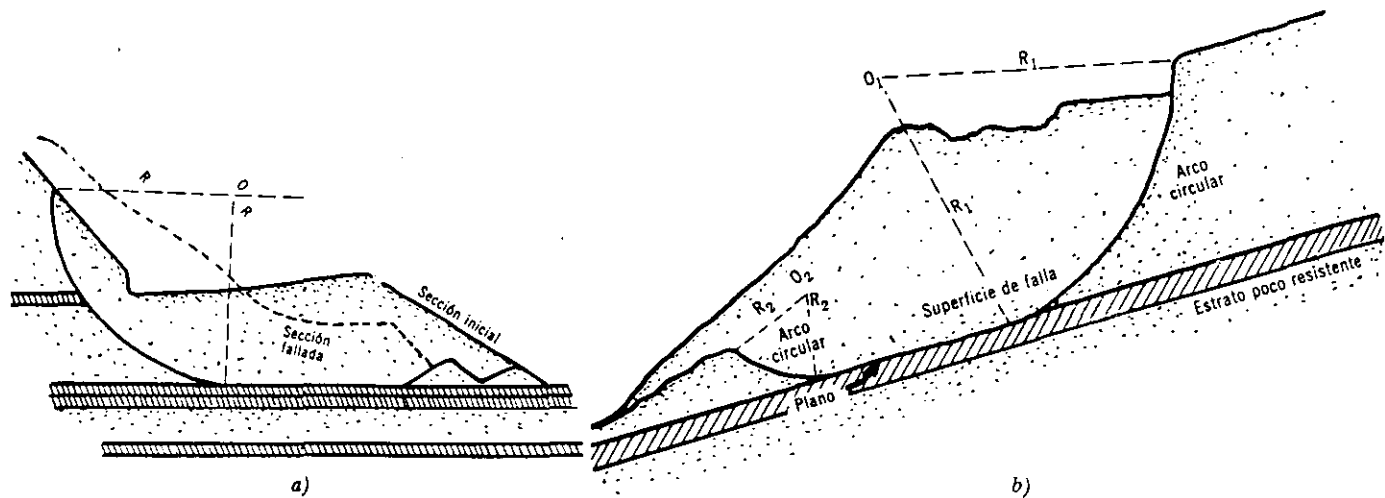


Figura VI-10. Fallas compuestas.

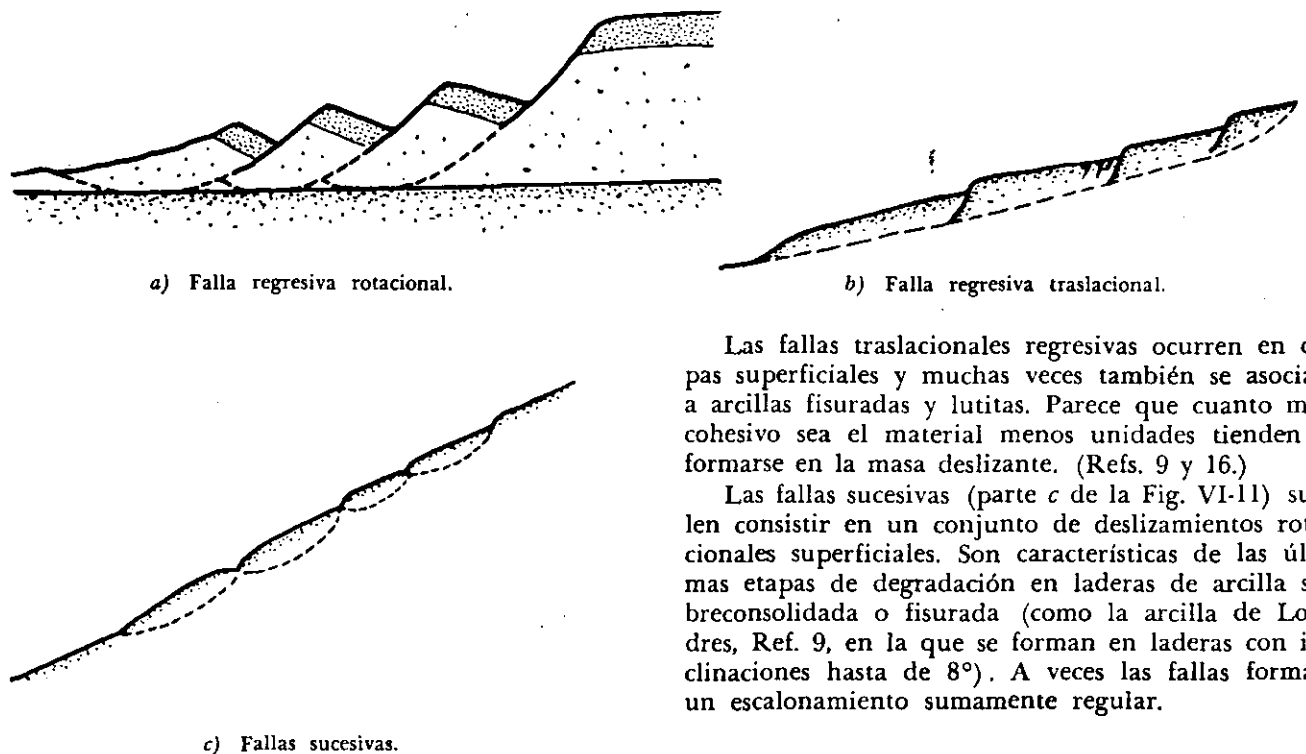


Figura VI-11. Fallas múltiples.

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  $8^\circ$ ). A veces las fallas forman un escalonamiento sumamente regular.



Una falla rotacional regresiva en toba fracturada.

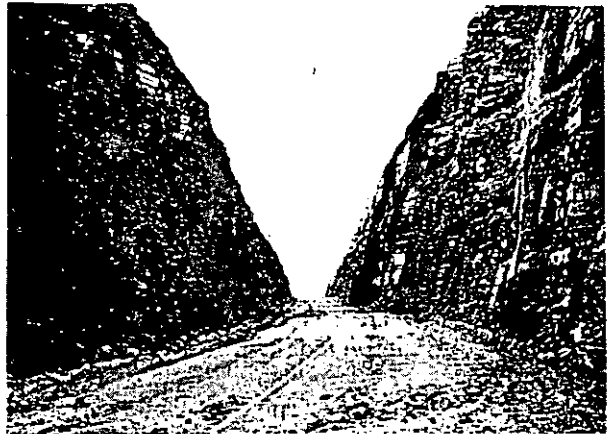
**C Derrumbes y caídos**

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.

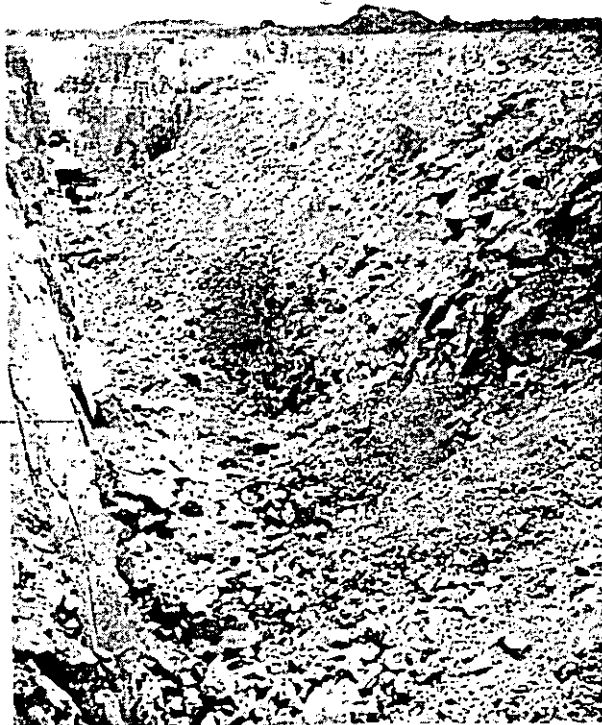
Por lo general consisten en desprendimientos locales de no muy grande volumen, aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que se deben clasificar como derrumbes. En estas fallas no puede hablarse de una superficie de deslizamiento, y el desprendimiento suele estar predeterminado 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. (Vía férrea Viborillas, Villa de Reyes.)**



**Un caído de fragmentos de roca.**

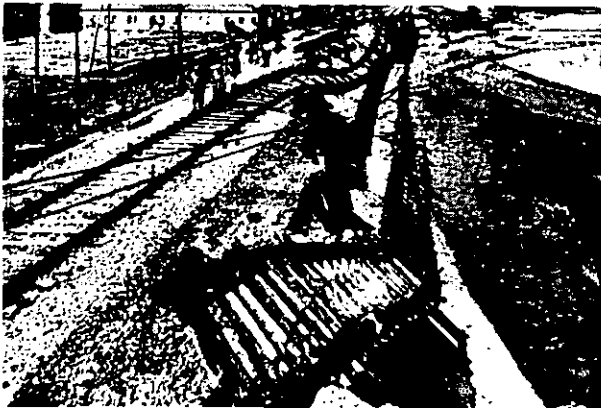
Los derrumbes y caídos están siempre asociados a cantiles o cortes escarpados y con mucha frecuencia a las arcillas fuertemente sobreconsolidadas, excluyendo las rocas. (Refs. 17 y 18.)

**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



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



**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. 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 Apasco-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-

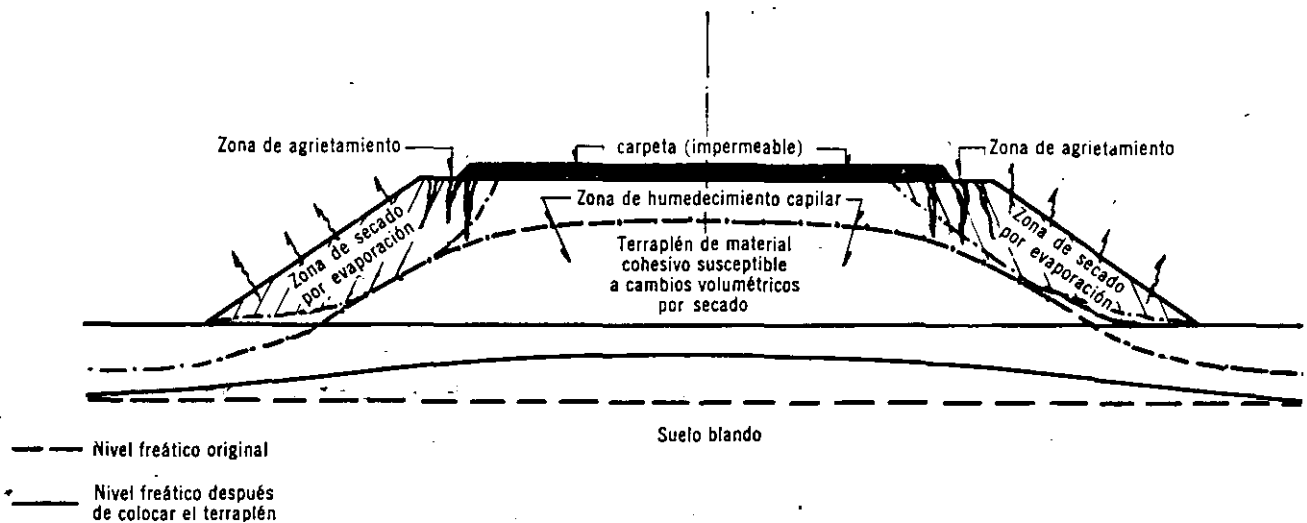


Figura VI-12. Mecanismo del agrietamiento longitudinal de terraplenes (Ref. 20).

peta 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 subsecuentes 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

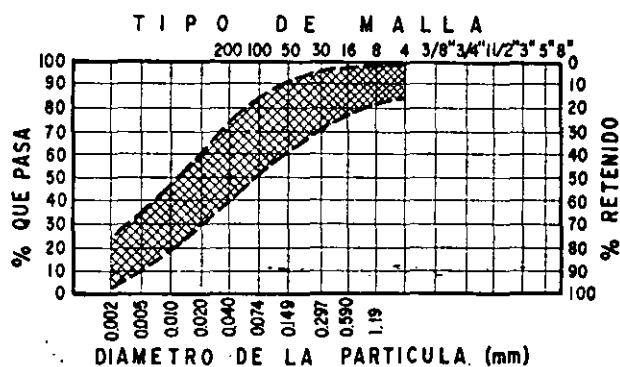


Figura VI-13. Granulometría de los suelos más susceptibles de agrietamiento.



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 contruidos 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 solución de la roca original y con frecuencia es arenoso, pero puede ser arenoso y conglomerático; por lo general presenta un porcentaje ínfimo de la roca

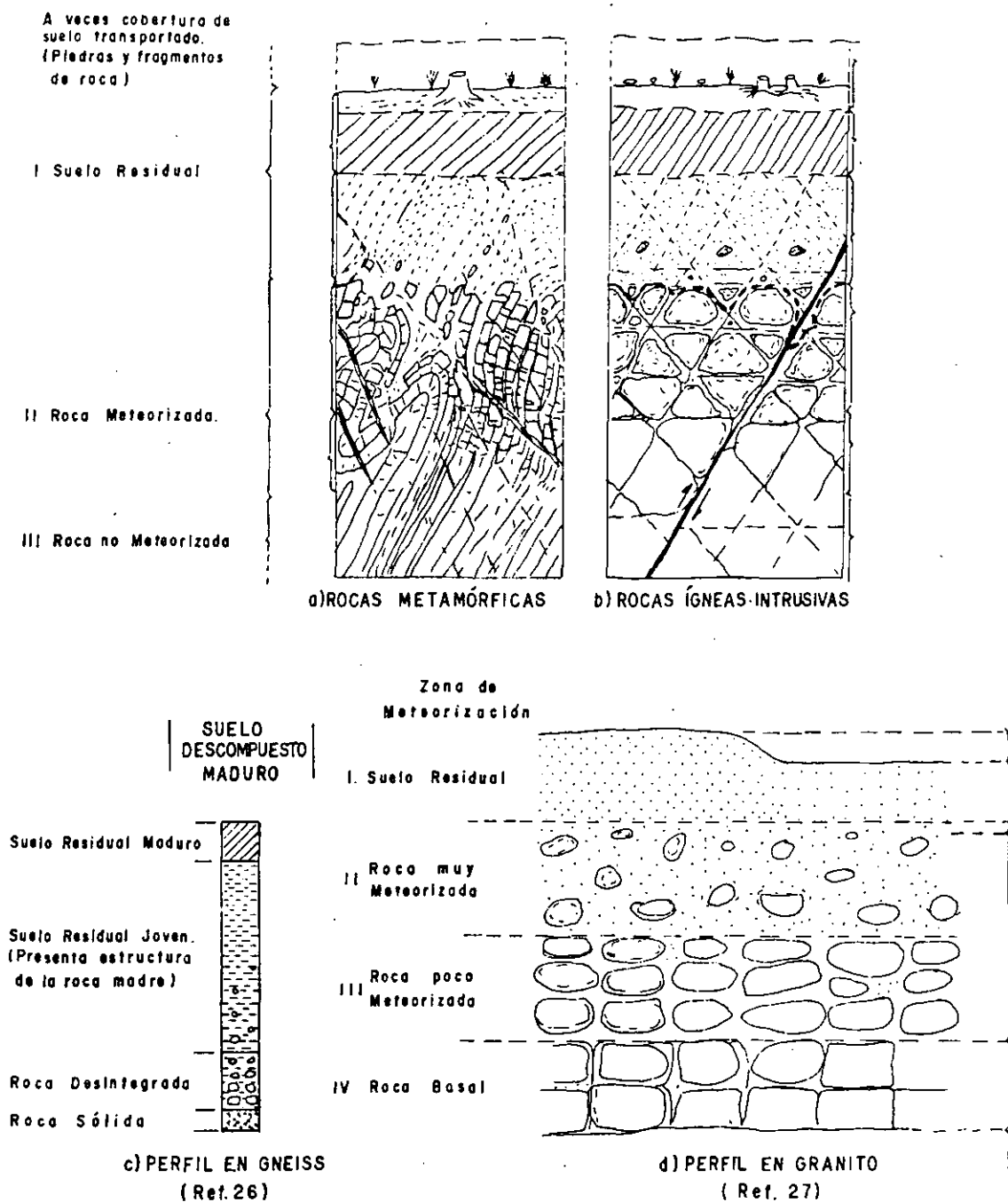
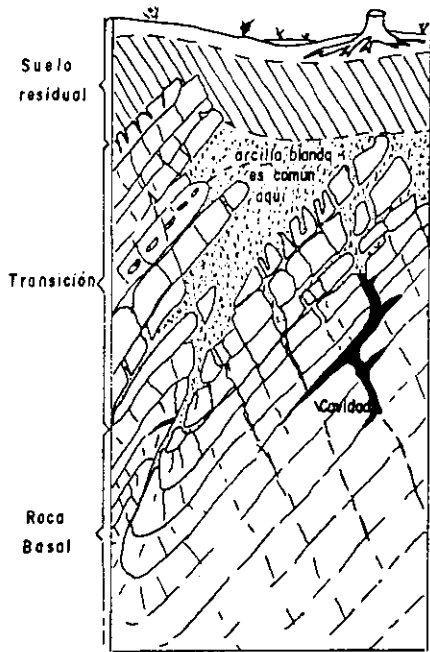


Figura VI-14. Perfiles de meteorización típicos en rocas ígneas y metamórficas.

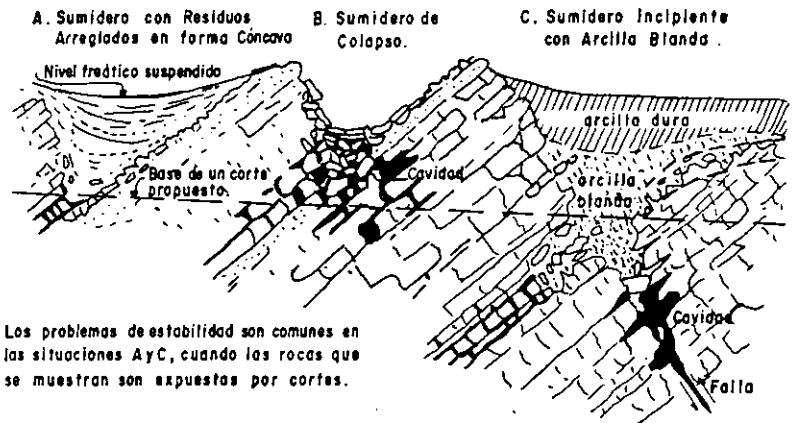
original, pues ésta ha sido eliminada por solución. En las rocas ígneas y metamórficas, por el contrario, es común que el suelo residual contenga prácticamente todos los constituyentes de la roca original. Es frecuente en muchas rocas sedimentarias del tipo de la caliza que el perfil de la roca meteorizada 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

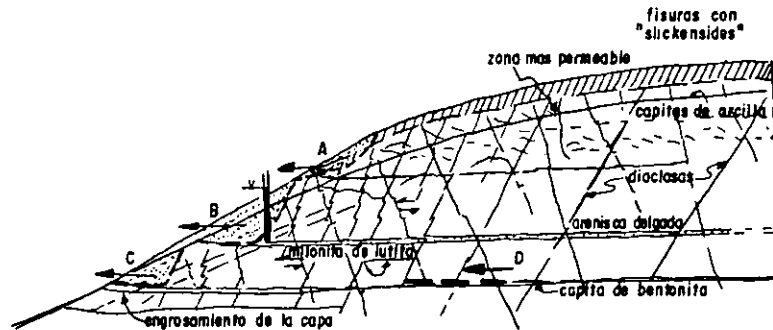
todo a la resistencia a la meteorización que han debido desarrollar muchos de los minerales de las lutitas, los cuales proceden ya de la meteorización previa de otras rocas. En estos casos suele ser notable el grado en que prevalecen los sistemas de pequeñas grietas y fisuras, que se pueden abrir con 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.



a.- PERFIL EN ROCAS CARBONATADAS



b.- PERFIL EN CALIZAS



c.- PERFIL EN LUTITAS

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 filtración; 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 sobrepasen 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 de 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

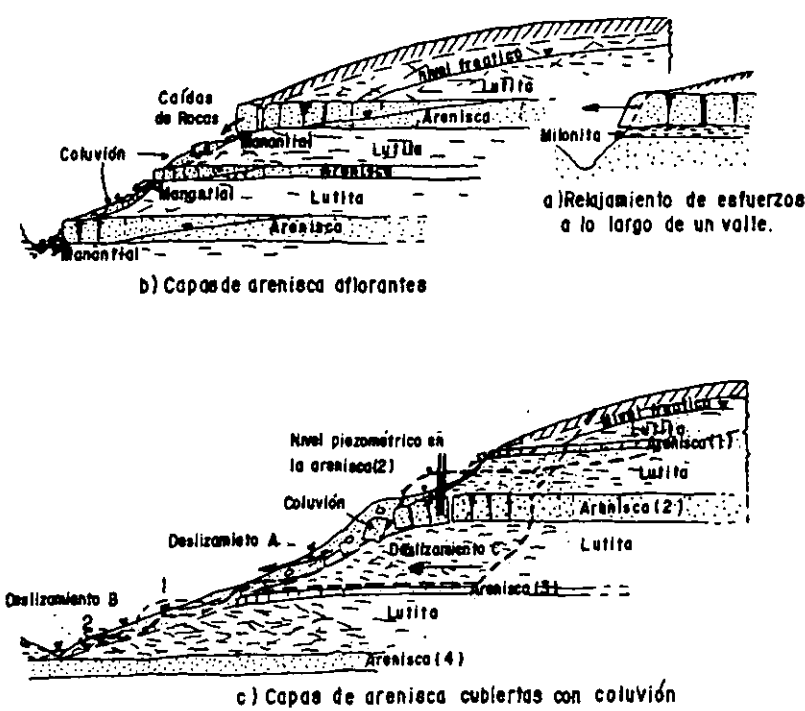


Figura VI-16. Perfiles de meteorización típicos y problemas de estabilidad en lutitas interestratificadas con arenisca (Ref. 25).

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

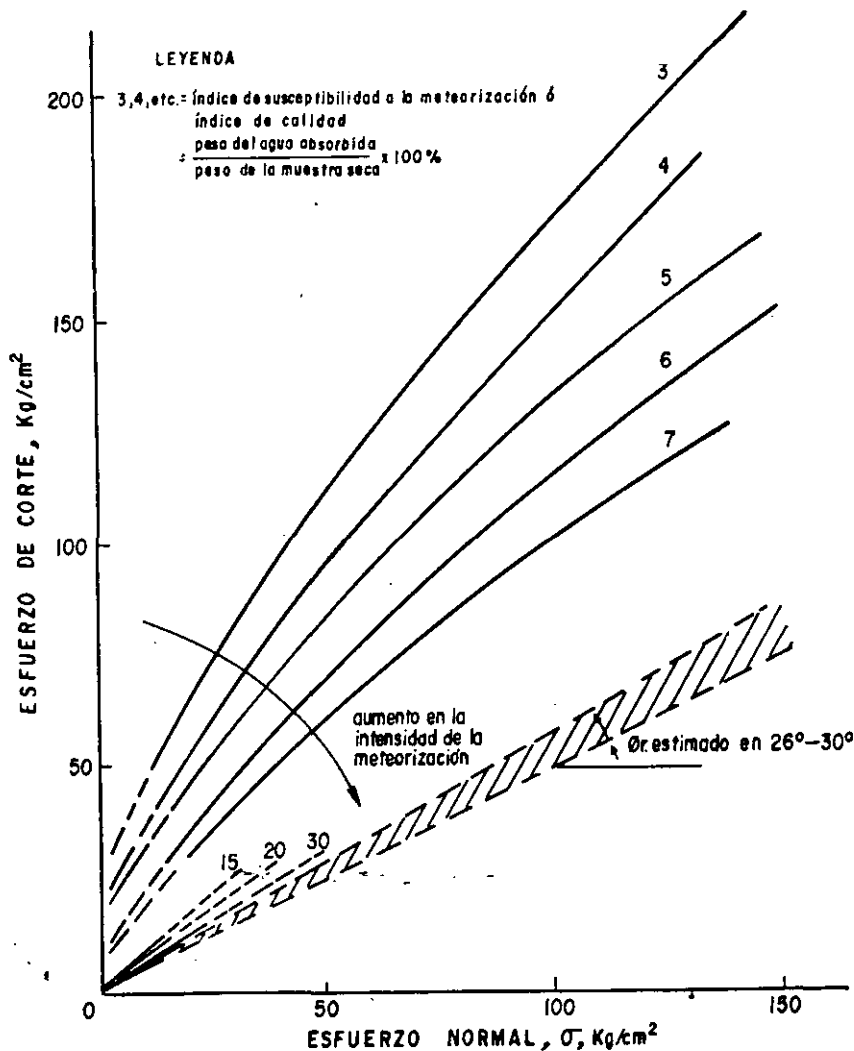


Figura VI-17. Envolventes de resistencia al corte en granito meteorizado "intacto".

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)	$\phi_u$ , ángulo de resistencia (esfuerzos totales)	$\phi$ (esfuerzos efectivos)	$\phi_r$ (residual)		
		kg/cm <sup>2</sup>	—	—	—		
<b>Rocas metamórficas</b>							
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°	—	—		
Esquistos	Parcialmente meteorizado	0.7	35°	—	—	Análisis a partir de deslizamientos normales a la esquistosidad	33
	Meteorizado	—	24.5°	—	—		
	Medianamente meteorizado	—	—	15°	—	Prueba rápida consolidada con grado de saturación al 50% y al 100%	39
		—	—	21°	—		
	Meteorizado	—	26°-30°	—	—	Pruebas de corte directo en pedraplén compactado	40
Filitas	Suelo residual	0	24°	—	—	Análisis de deslizamiento perpendicular a la esquistosidad	33
Filitas	Suelo residual	0	18°	—	—	Análisis de deslizamiento paralelo a la esquistosidad	33
<b>Rocas ígneas</b>							
Granito	Índice de calidad (Fig. VI-17)					Pruebas de corte directo en el lugar	
	3	6-13	62°-63°	—	—		
	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	?	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 y minerales							
Arena cuarzosa		—	—	—	30°-35°	—	25
Caolinita		—	—	—	12°	—	
Ilita		—	—	—	6.5°	—	43
Montmorillonita		—	—	—	4°-11°	—	44
Muscovita		—	—	—	17°-24°	—	
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 CORTANTE 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 determinaría 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



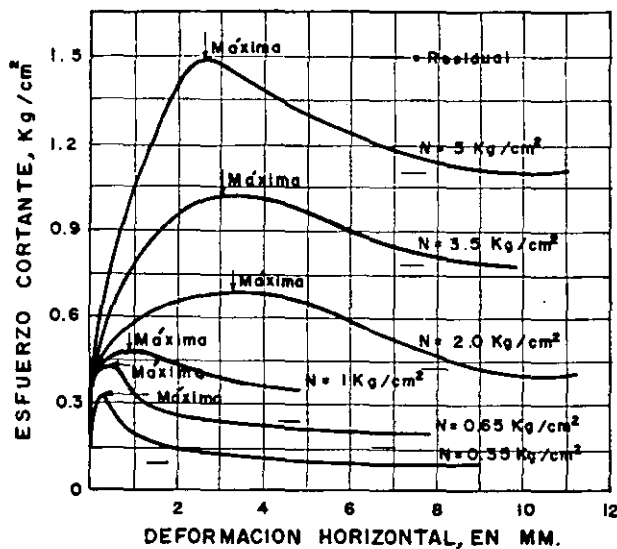


Figura VI-18. Relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y la deformación para muestras de arcilla inalterada, según Conlon (Ref. 45).

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 sugestión 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 actuales 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:

$$\tau = \gamma z \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \quad (6-1)$$

que se obtiene al dividir la fuerza en la dirección  $OA$  ( $\gamma z \operatorname{sen} \alpha$ ) entre el área unitaria del elemento proyectada en la misma dirección ( $\frac{1}{\cos \alpha}$ ). 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, el esfuerzo cortante a partir de  $O$ , la cual se extenderá hasta un punto en que los esfuerzos cortantes vuel-

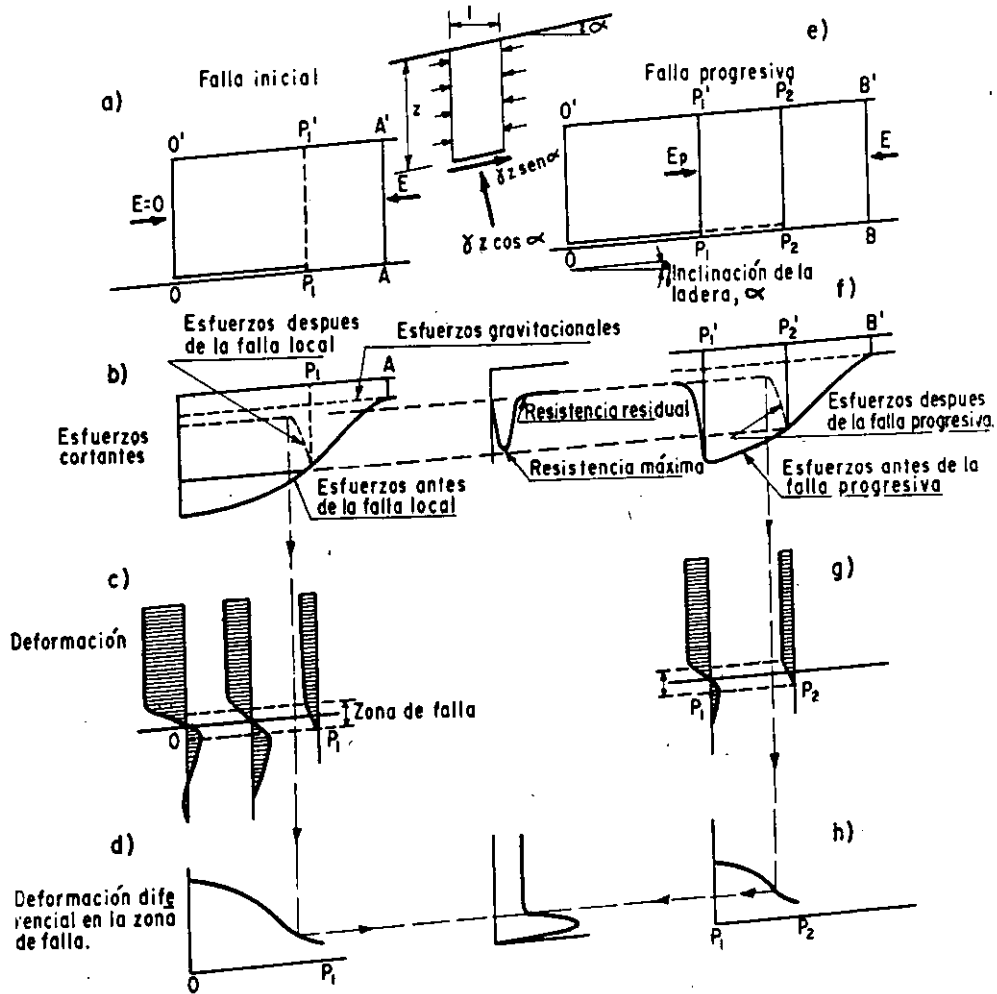


Figura VI-19. Mecanismo de falla progresiva (Ref. 46).

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), deslizándose 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 movilizad 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).

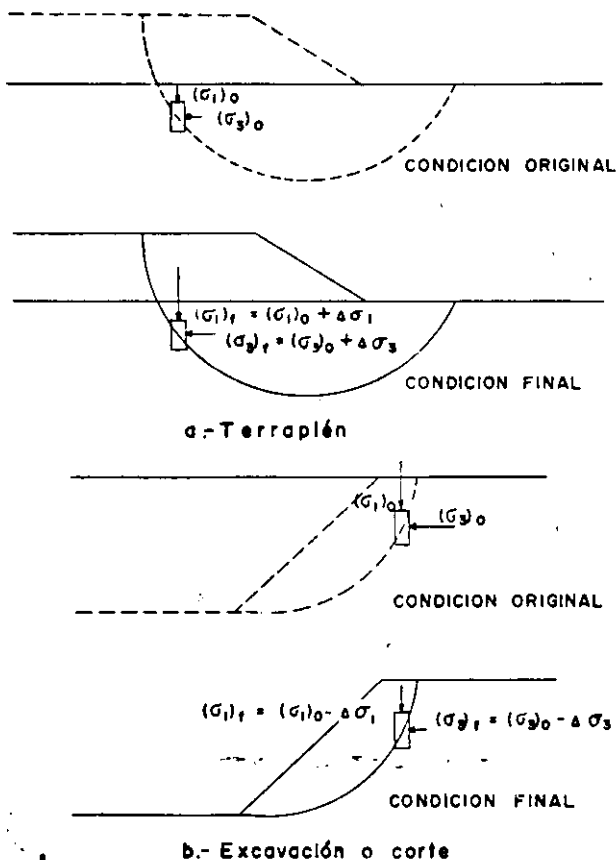


Figura VI-20. Casos típicos de aumento o disminución de esfuerzos con el tiempo.

El caso (a) corresponde a un terraplén; después de la construcción aumentan los esfuerzos principal 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 muestra, 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

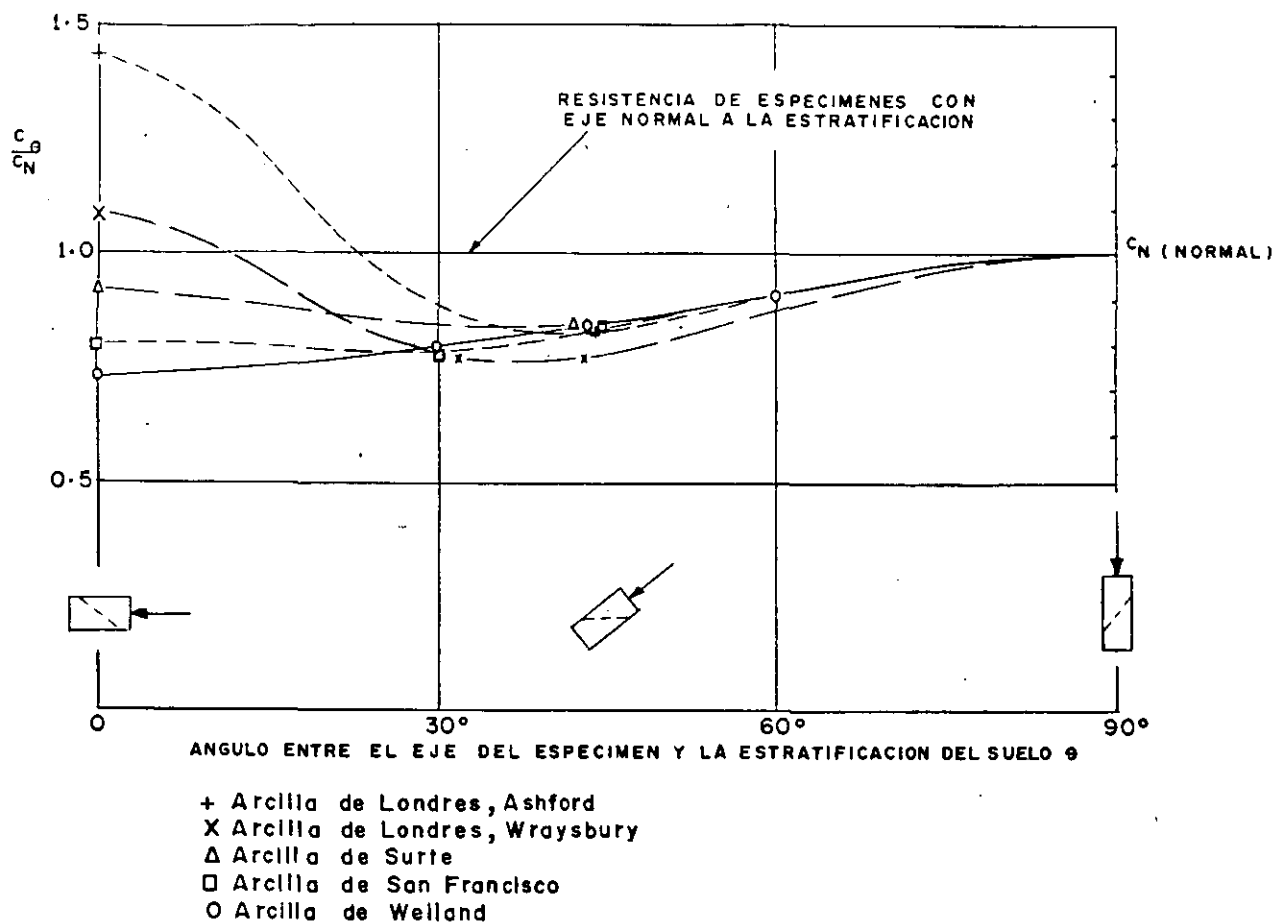


Figura VI-21. Efecto de la orientación del espécimen sobre la resistencia no drenada (Ref. 9)

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 arcillas

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 neutrales. 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 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

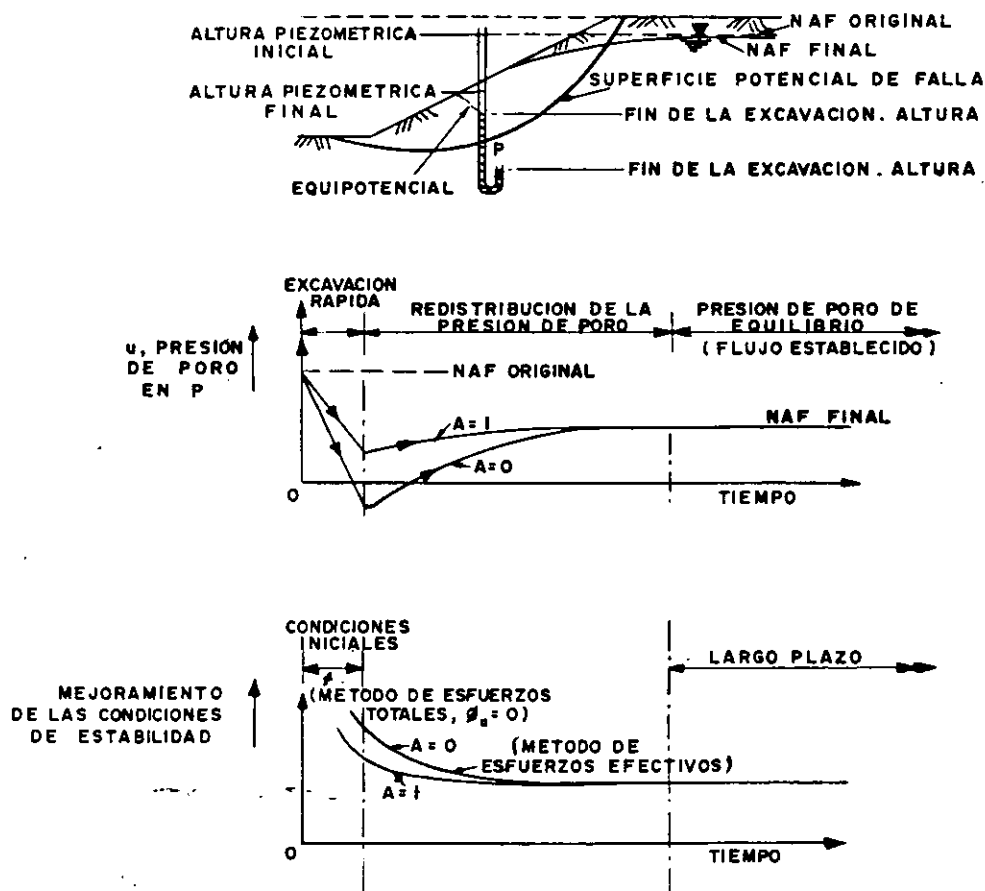


Figura VI-22. Cambios en la presión de poros y en las condiciones de estabilidad de una excavación en arcilla (Ref. 9 y 49).

tales 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 sobre-consolidada, intacta		$c, \phi$	$c, \phi$	
	Rígida intacta			$c, \phi$	
	Rígida fisurada	$f, x, c_u$	$\tau, c, \phi$	$c \approx 0, \phi$	$c \approx 0, \phi \rightarrow \phi_r$
	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.

## VI-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 compactad 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.

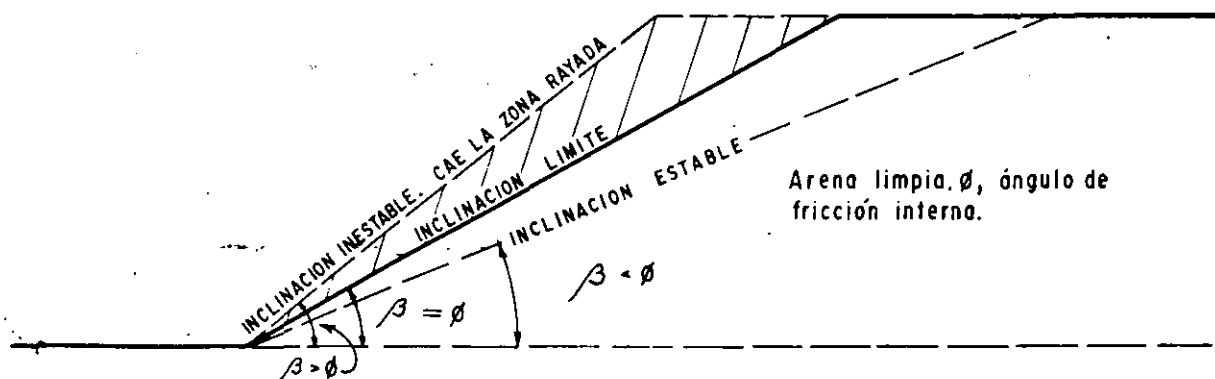


Figura VI-23. Taludes en arenas limpias.



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, compacidad 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 prometedor 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 describe con base en la Fig. VI

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-

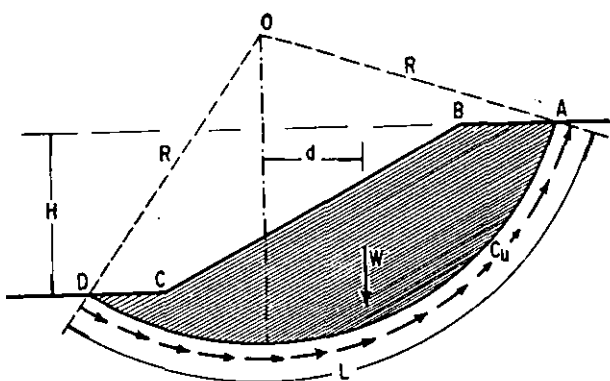


Figura VI-24. Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente cohesivo.

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.

- a) Una reducción en el momento resistente, al reducirse la longitud activa de la superficie de deslizamiento (Fig. VI-25).
- b) Una disminución del momento motor, en el peso de la cuña  $e_1fe$ .
- c) 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



Agrietamiento en la corona de un corte.

$$c_c = \frac{\widehat{be}_1}{\widehat{be}} c_u \tag{6-7}$$

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 54 abundan sobre el mismo tema. Aquí sólo se gerán las conclusiones más importantes emanadas de los trabajos de Taylor (Refs. 55 y 56).

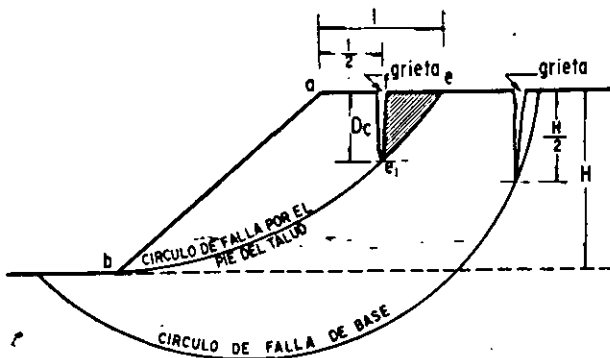


Figura VI-25. Grietas de tensión en la corona de un talud.

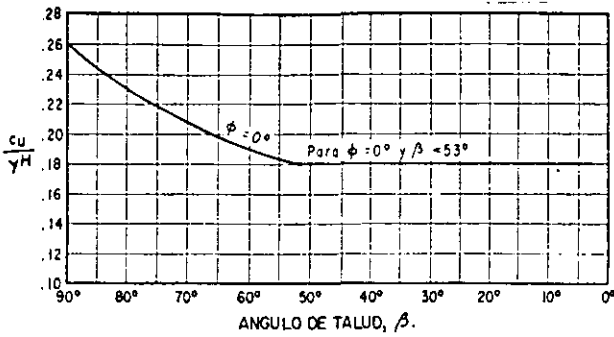


Figura VI-26. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes de materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación (Refs. 55 y 56).

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:

$$N_e = \frac{c_u}{\gamma_m h} \tag{6-8}$$

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

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

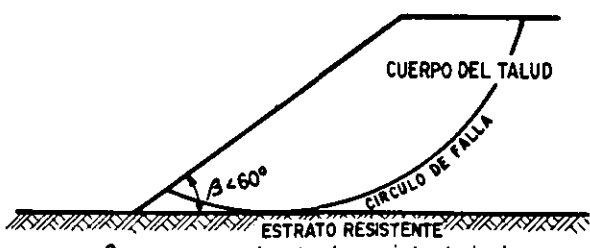
Taylor también estudió el importante caso práctico en que a cierta profundidad dentro del terreno de cimentación puramente cohesivo exista un estrato resistente horizontal que limite el problema. La Fig. VI-27 ilustra el caso de manera gráfica.

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.

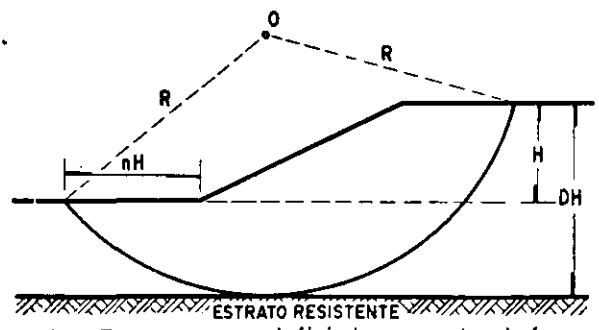
La Fig. VI-27 ilustra los conceptos de factor de profundidad y factor de alejamiento, que se utilizan en el ábaco de la Fig. VI-28 que permite resolver estos problemas sin necesidad de cálculos al proporcionar el número de estabilidad a cada condición geométrica. El manejo de este ábaco se considera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



a.- Caso en que el estrato resistente incluye a todo el terreno de cimentación.



b.- Esquema para definir los conceptos de factor de profundidad, D, y factor de alejamiento, n.

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).

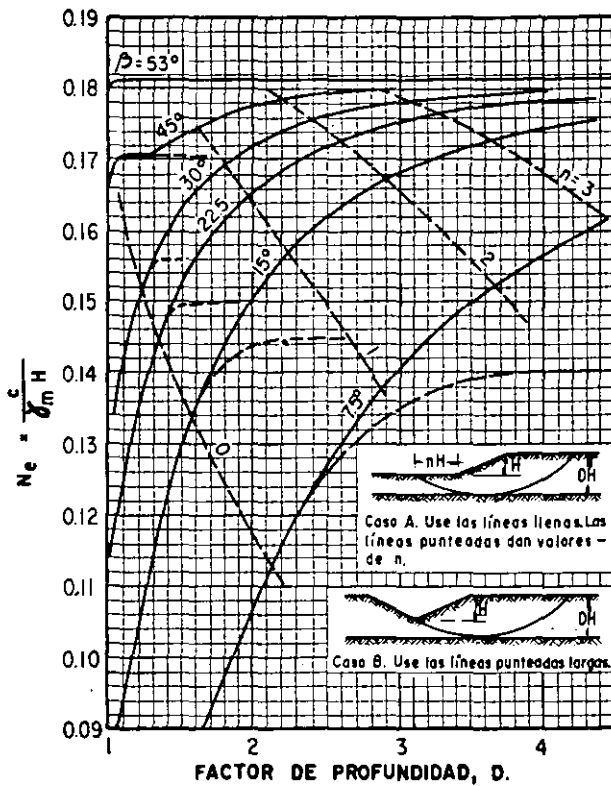
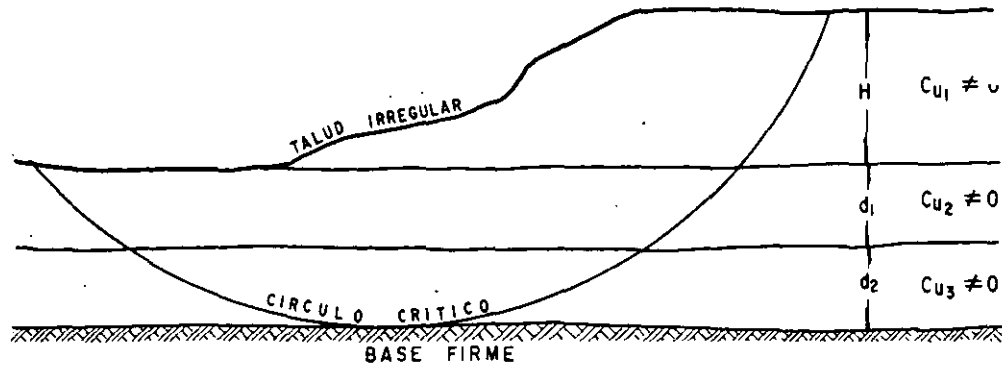


Figura VI-28. Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente (Refs. 55 y 56).

Figura VI-29. Caso de talud irregular o de suelo estratificado en el terreno de cimentación.



**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.

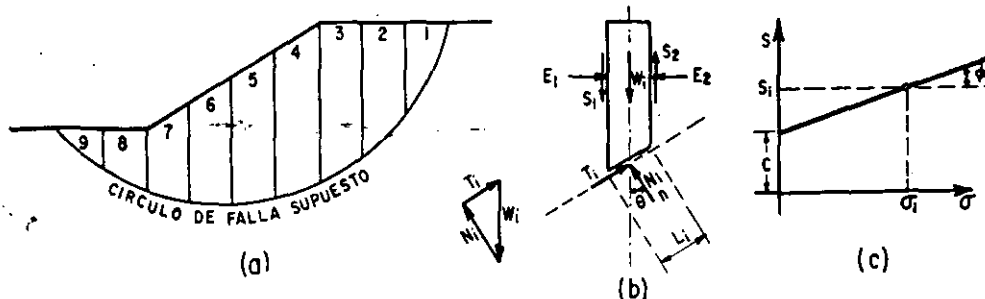


Figura VI-30. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius.

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

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 ( $\phi = 0$ ). La gráfica evita los tanteos dentro de su campo de aplicación y funciona al entrar con la inclinación del talud y el valor de  $\phi$  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  $\phi$  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  $\phi$  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  $\phi$  en el instante de

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 la base de la dovela. Con este valor de  $\sigma_i$  puede entrarse 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:

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

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 los 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

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

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:

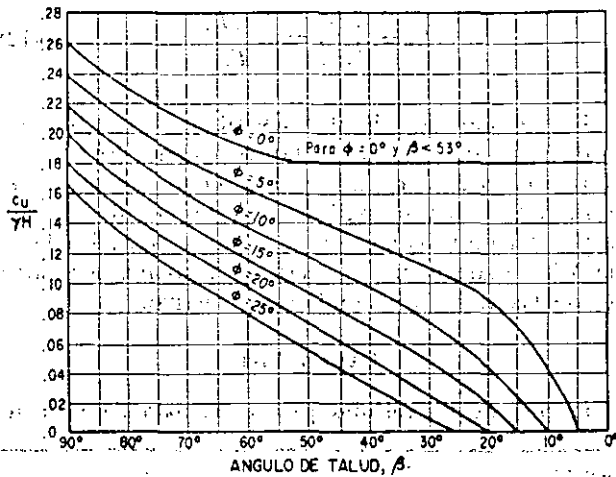


Figura VI-31. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en materiales con cohesión y fricción (Refs. 55 y 56).

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 abacos o gráficos.

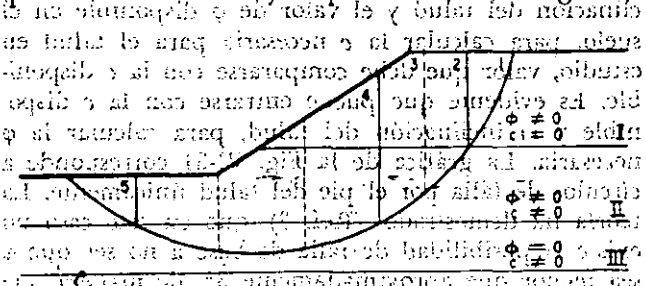


Figura VI-32. Aplicación del Método Suelco a taludes en suelos estratificados.

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  $s = c + \sigma \tan \phi$ .**

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  $O$ .

Se enfocará la atención sobre la dovela (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:

$$W = W_1 + \bar{W} + z\gamma_w \quad (6-13)$$

$W_1$  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  $z\gamma_w$  representa el

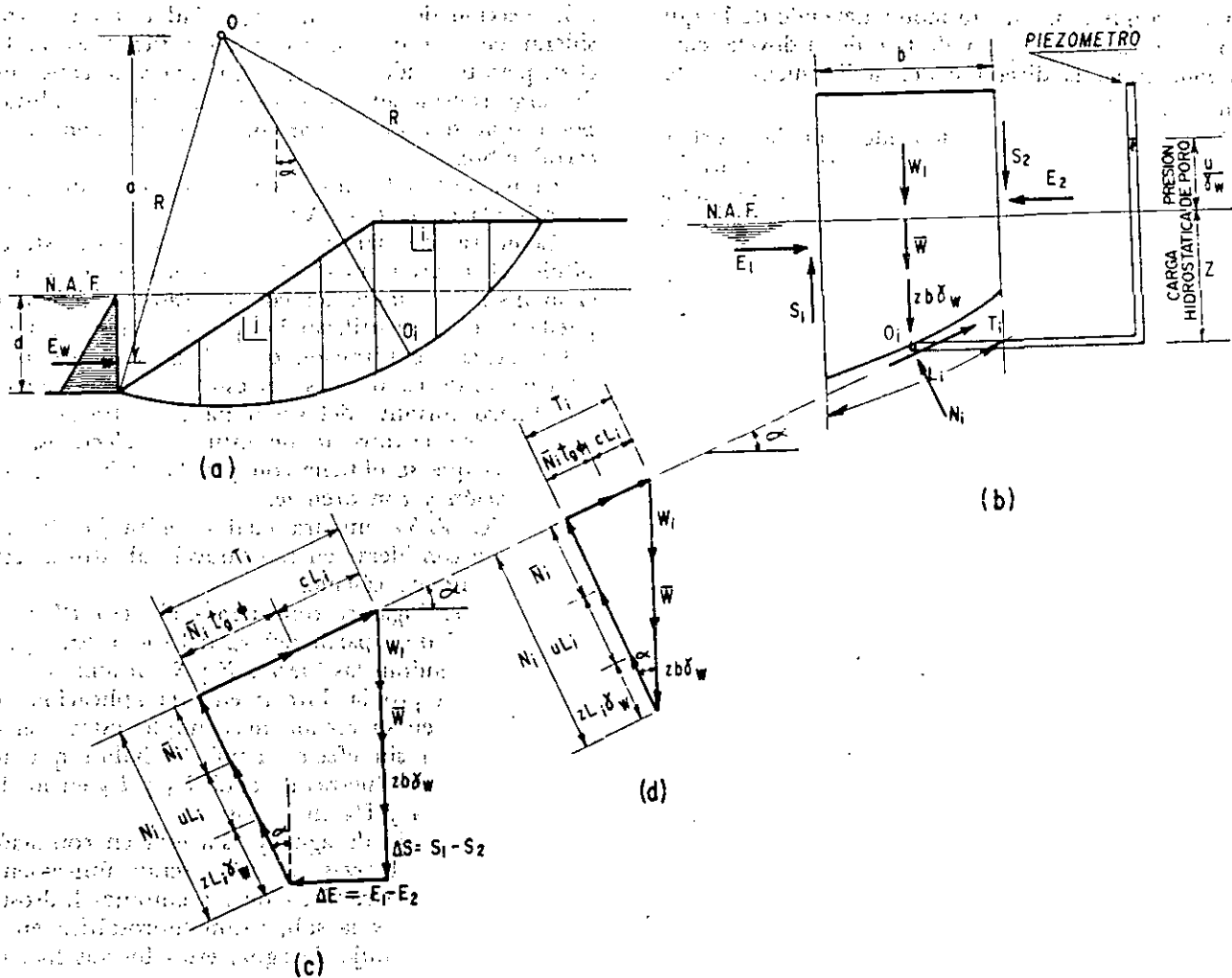


Figura VI-33. Aplicación del Método Suro al caso de un talud con flujo y parcialmente bajo el N.A.F. Análisis con presiones de poro y esfuerzos efectivos.

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:

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

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

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

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 ( $W_1 + \bar{W} + z b \gamma_w$ ) 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:

$$Mr = \sum \bar{s}_i L_i R \quad (6-18)$$

El factor de seguridad ligado al círculo será:

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

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 yachas, 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

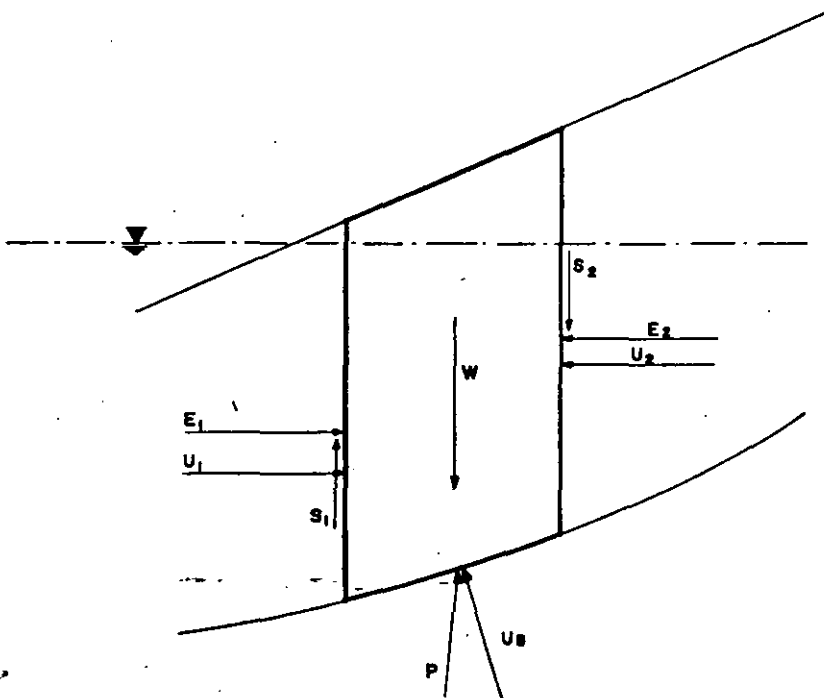


Figura VI-34. Fuerzas actuantes en una dovela. Análisis con fuerza filtración.

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.

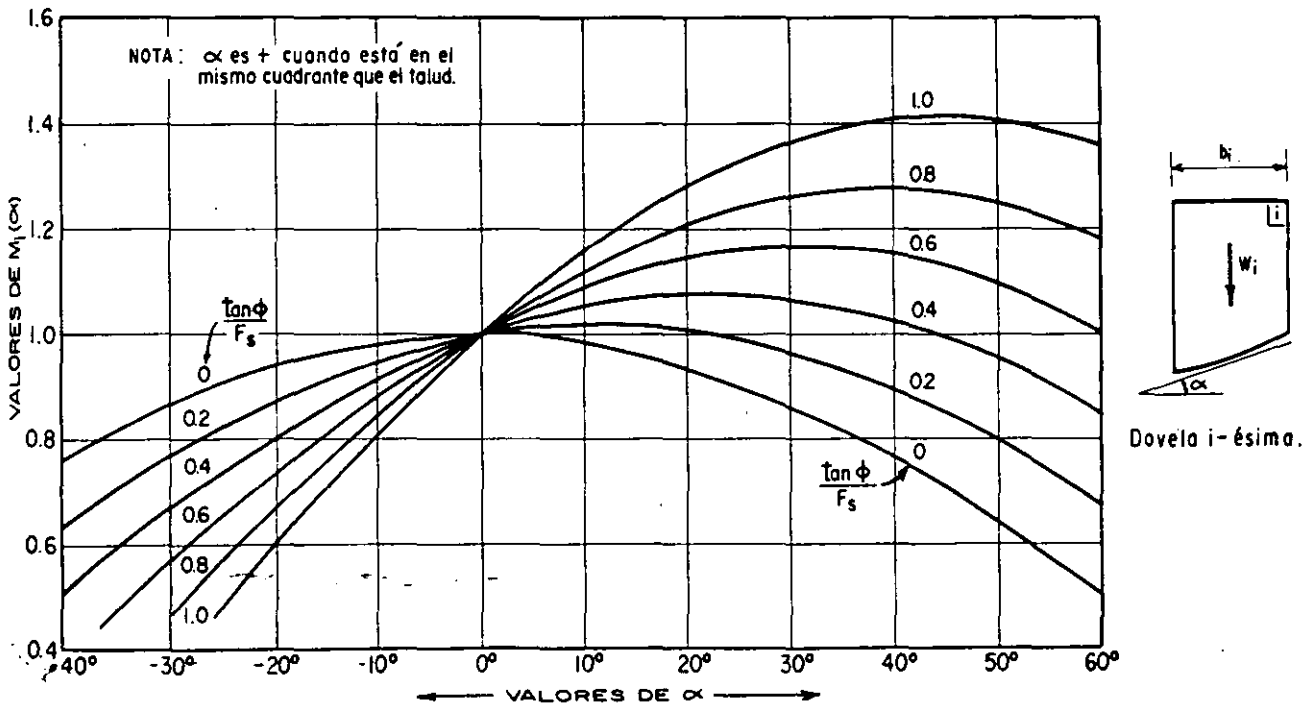


Figura VI-35. Gráfica para la determinación de  $M_i(\alpha)$ .

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  $R_c$ ,

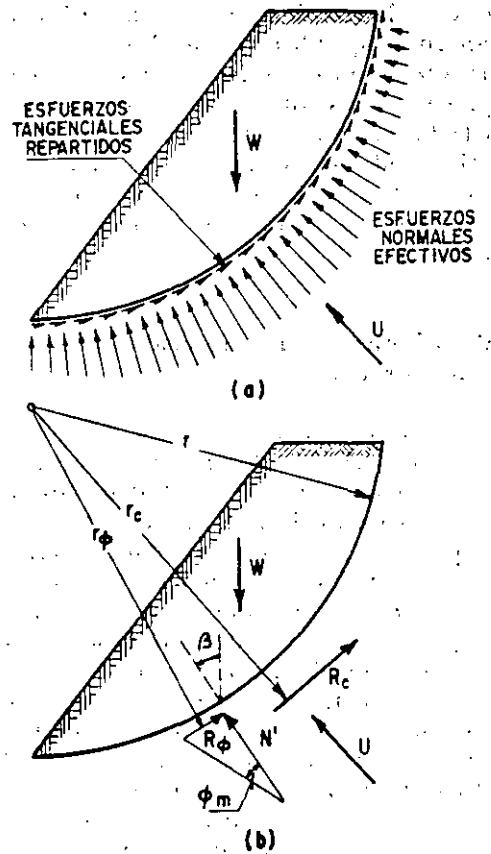


Figura VI-36. Fuerzas que actúan sobre una masa deslizante de límite circular. a) Esfuerzos normales y tangenciales distribuidos sobre el contorno. b) Fuerzas resultantes.

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 éste 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:

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

Pero  $T_i$  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:

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

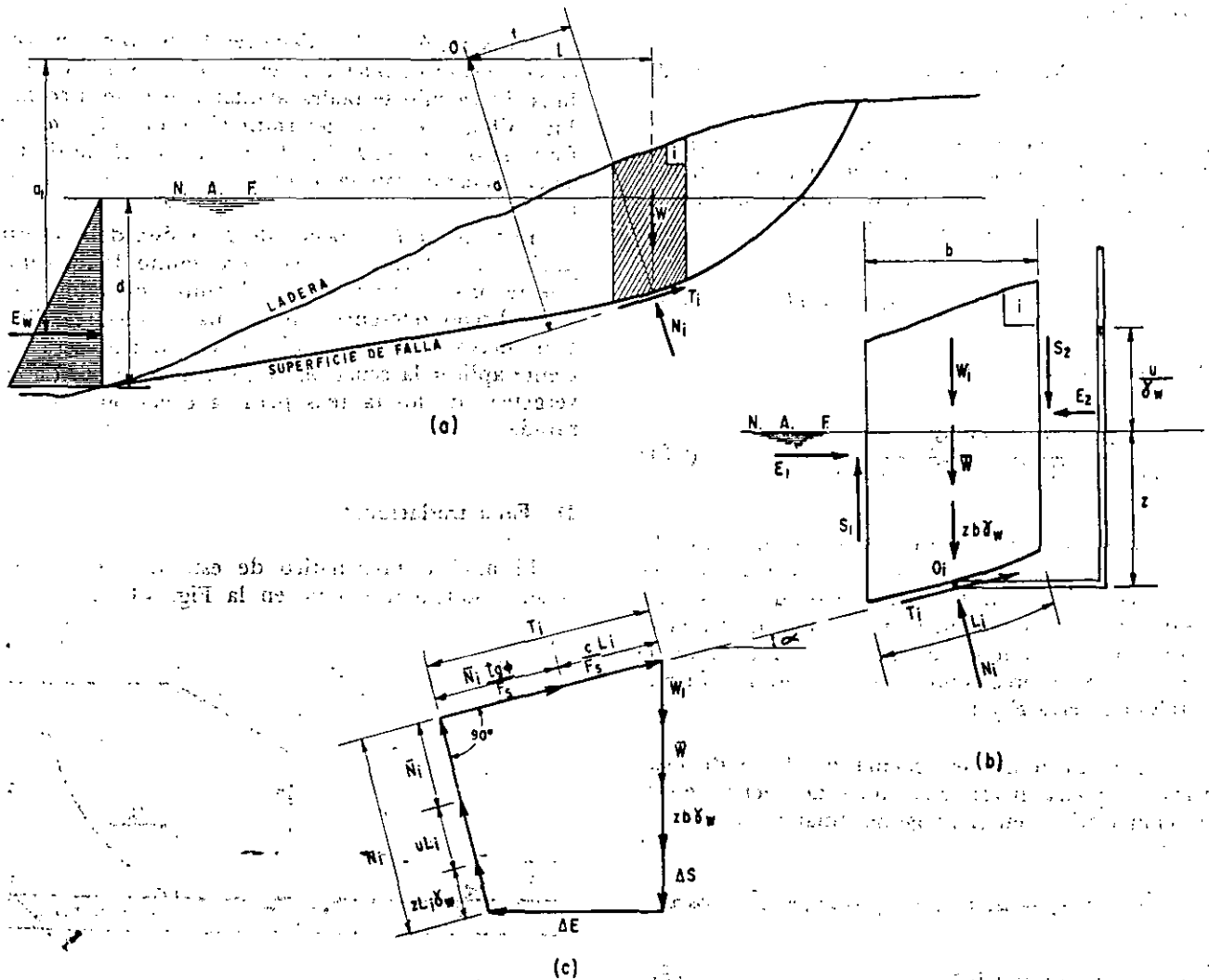


Figura VI-37. Análisis de estabilidad con superficie de falla no circular (Ref. 3).

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; 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.

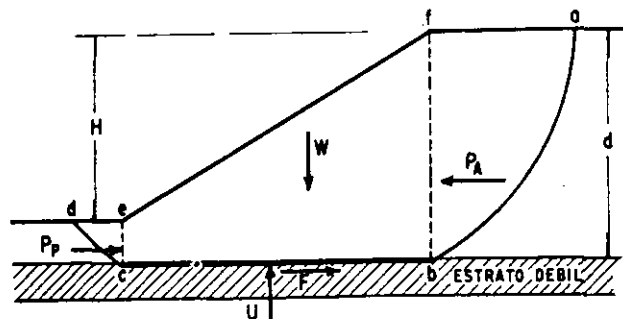


Figura VI-38. Superficie de falla correspondiente a una falla de traslación.

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  $c_u \cdot \overline{cb}$ . En un análisis con esfuerzos efectivos, la fuerza  $F$  será:

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

Donde  $c$  y  $\phi$  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,  $E$ .
- Una fuerza,  $C_3 = \frac{c}{F_s} \overline{BC}$  (6-37)

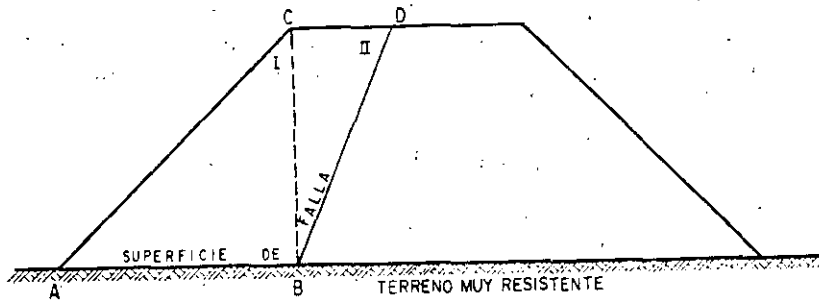
De esto se deduce que es preciso hacer una hipótesis que permita eliminar alguna de las incógnitas para determinar el problema. Esta hipótesis se refiere por lo común a la dirección de la fuerza  $E$ ; suele aceptarse que  $E$  es paralela al plano del talud o decirse que forma con la normal a la superficie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

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

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 resultado,  $\bar{R}_1$ , será conocida en dirección, pues ha de formar con la fuerza  $\bar{N}_1$  el ángulo  $\phi_E$ , 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,



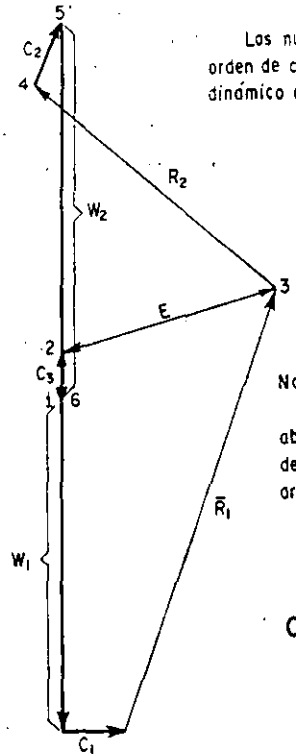
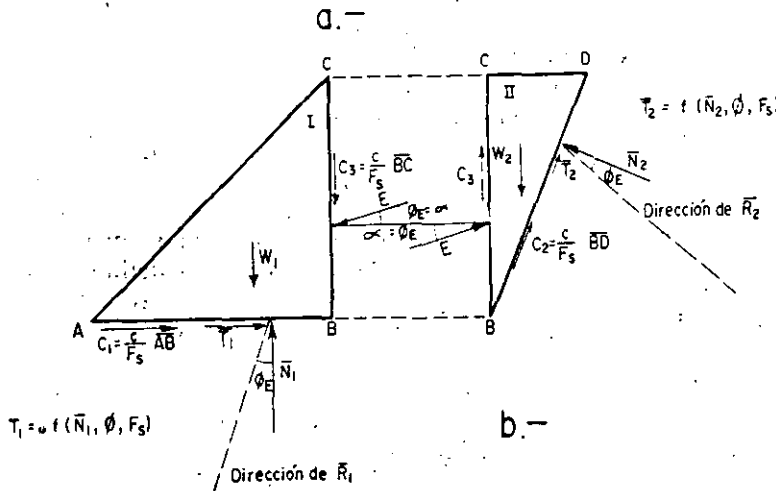
Ley de resistencia al esfuerzo cortante en el terraplén:

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

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  $C_3$  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.

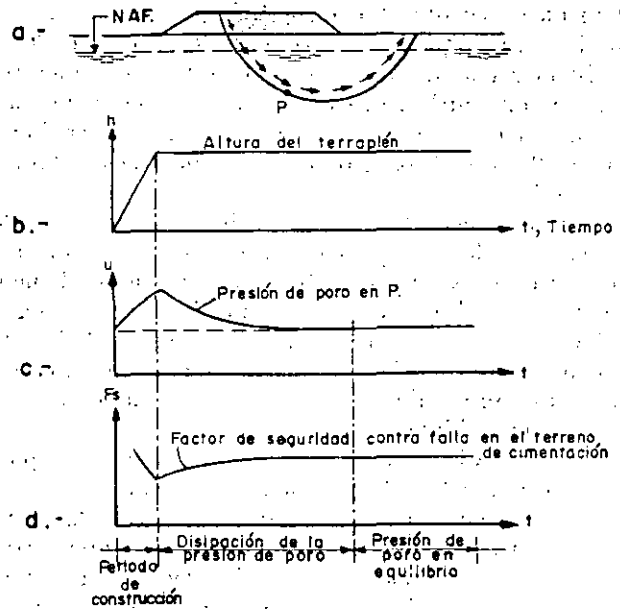


Figura VI-40. Variación de las condiciones con el tiempo en un terraplén construido sobre un suelo blando (Ref. 69).

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  $10^\circ$  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 sobrealimentada 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-

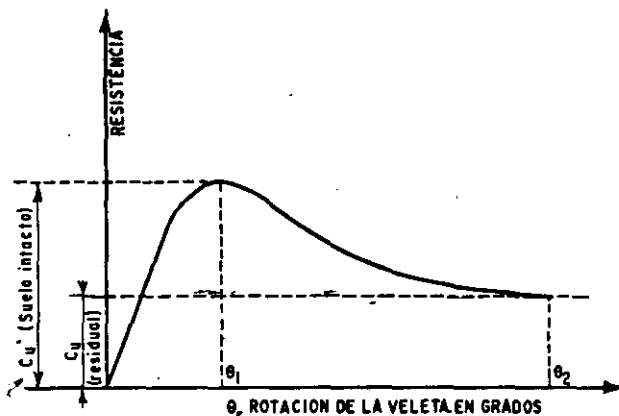


Figura VI-41. Curva típica de resistencia de una arcilla blanda con prueba de veleta (Ref. 71).

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

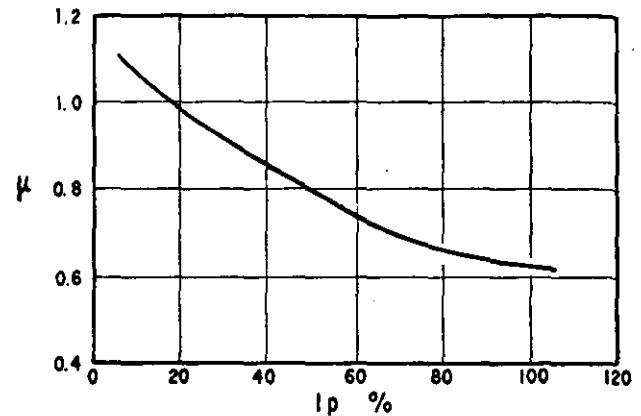


Figura VI-42. Factor de corrección para obtener la resistencia de proyecto, a partir de pruebas de veleta (Ref. 69).

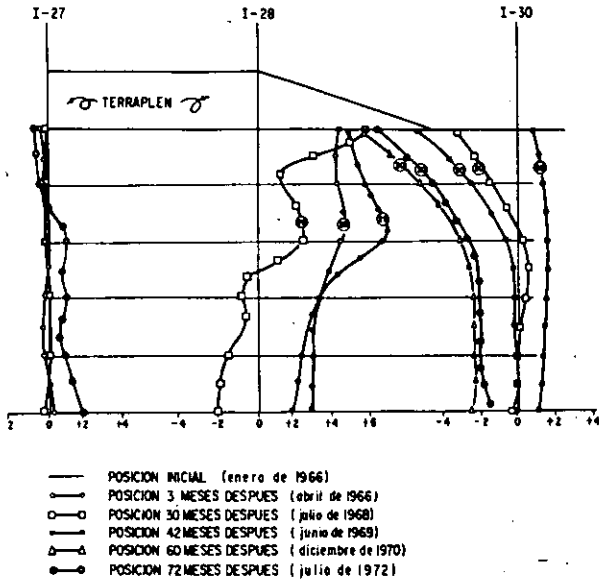
cripciones de este tipo de investigaciones, que contienen información de interés.

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

tiempo 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.

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

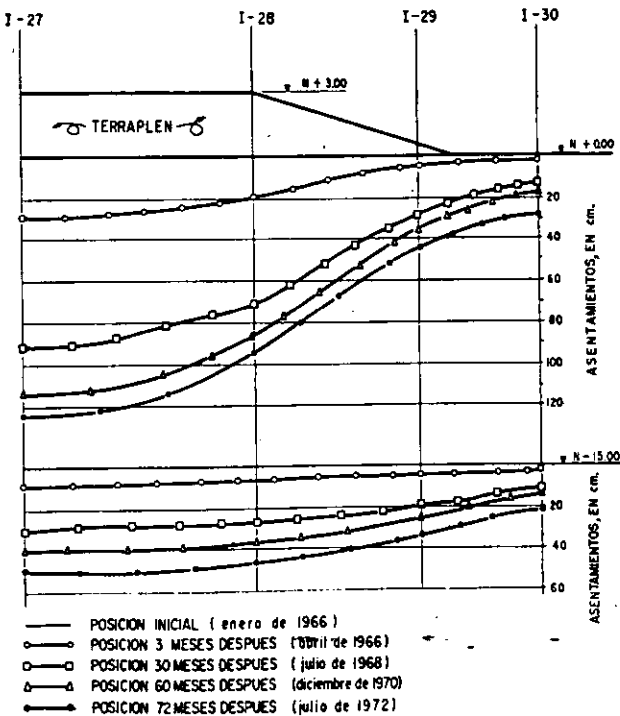


Figura VI-44. Resultados de medición con torpedo de asentamiento, en una sección del mismo terraplén de prueba a que se refiere la figura VI-43.

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.

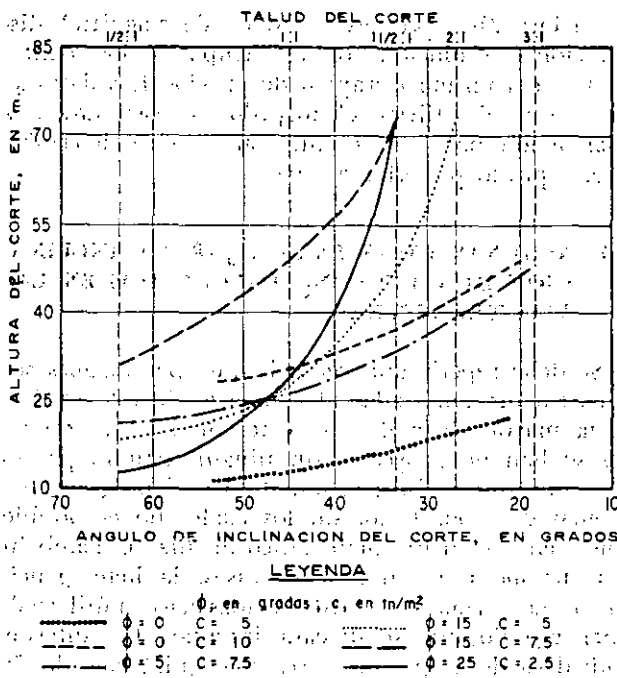


Figura VI-45. Altura de un corte en función de valores de C y  $\phi$  (Ref. 79).

La tabla VI-5 es un sumario 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. 5). Las tres fallas son

del tipo de superficie de deslizamiento formada previamente a la construcción del camino y en los 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 bermas en el cambio de talud.
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arcilla arenosa					Se recomienda construir banquetas con el objeto de recibir en ella los pequeños desprendimientos que normalmente se presentan.
Granito totalmente intemperizado (ucuruquay)					Si el producto de la intemperización del granito es arena fina, limosa o arcillosa, se recomienda proyectar banquetas 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 descopetar 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 descopetar 1:1.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo, o empaçados en arcilla o limo suave con flujos de agua.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están empaçados 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 brechoideas, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas.					Si están intemperizadas en la parte superior del corte, se recomienda descopetar el corte a 1/2:1.
Tobas, tobas brechoideas, 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.



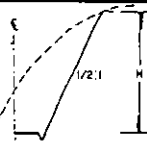
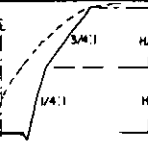
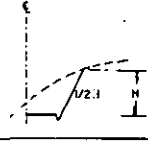
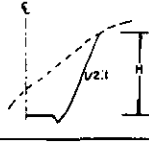
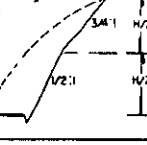
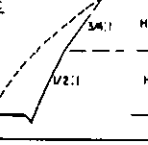
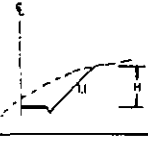
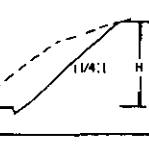
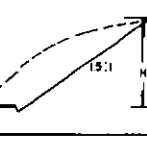
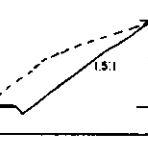
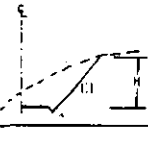
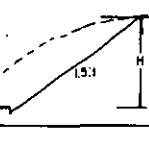
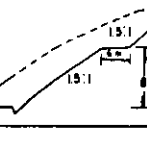
Tabla VI-5  
(Continuación)

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 contracuetas si no son bien impermeables. Descopetar a 3/4:1 la parte superior más intemperizada.
Lutita suave de resistencia media muy fracturada.					No construir contracuetas 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 silícea 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 banqueta 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 subdrenaje con contracunetas 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 bermas impermeabilizadas 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 bermas 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 banquetas 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>					



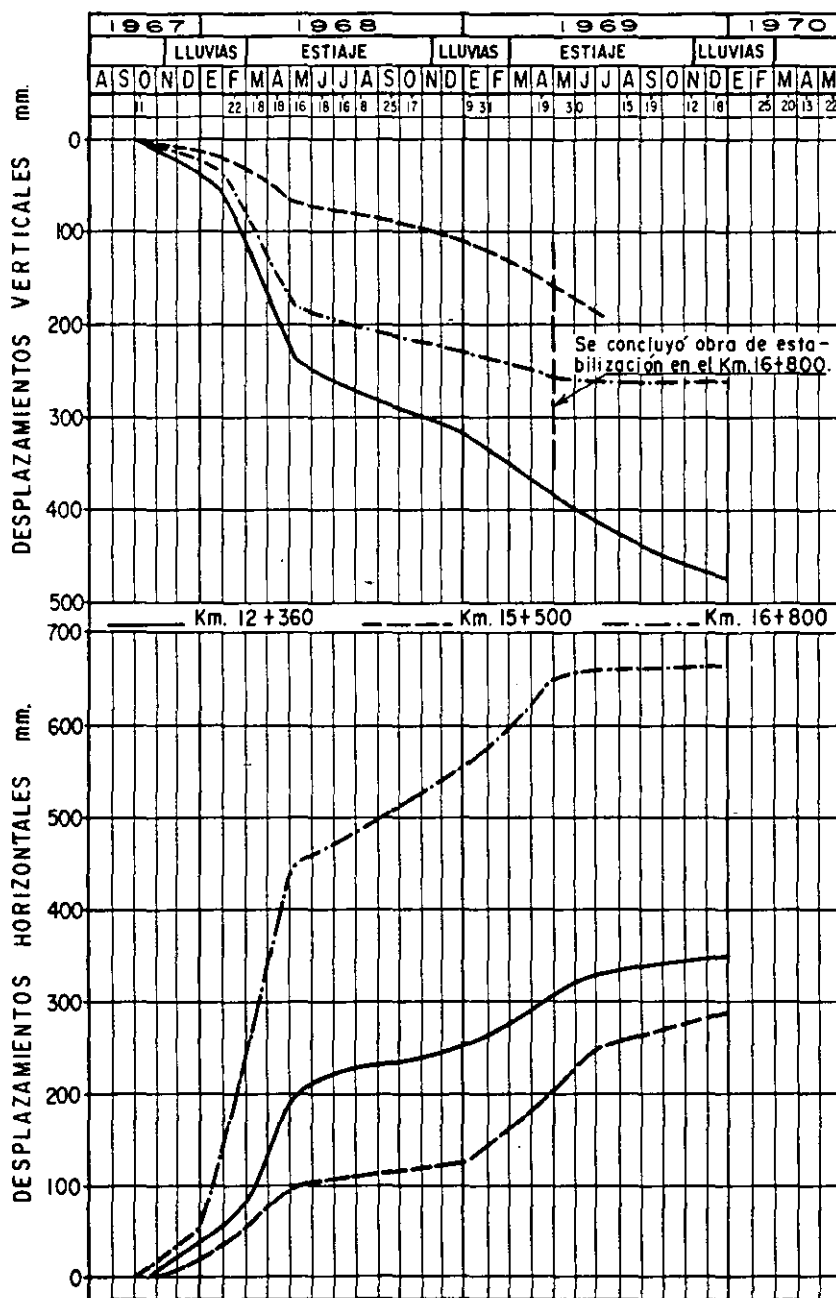


Figura VI-46. Relación entre la precipitación pluvial regional y la magnitud de los movimientos de varias fallas. Carretera Tijuana-Ensenada.

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 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.	Tembloros 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.	Licuación.
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.	
	Congelación del terreno (Ref. 80).	10. Expansión del agua por congelación.	Roca junteada.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras.	Disminución de la cohesión.
		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.
	Período de sequía.	12. Contracción.	Arcilla.	Agrietamiento por contracción.	Disminución de la cohesión.
	Vaciado rápido.	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.
	Fluctuaciones en la elevación del nivel freático.	14. Reacomodo de granos.	Arena media a fina, suelta, saturada.	Aumento de presión de poro en el agua.	Licuación.
	Ascenso de nivel freático en un acuífero distante.	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.

TABLA VI-6 (Ref. 2)

(Continuación)

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
	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 bre todo en deformaciones, agrietamientos y modificaciones 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 adquiriera 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 curvadas 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

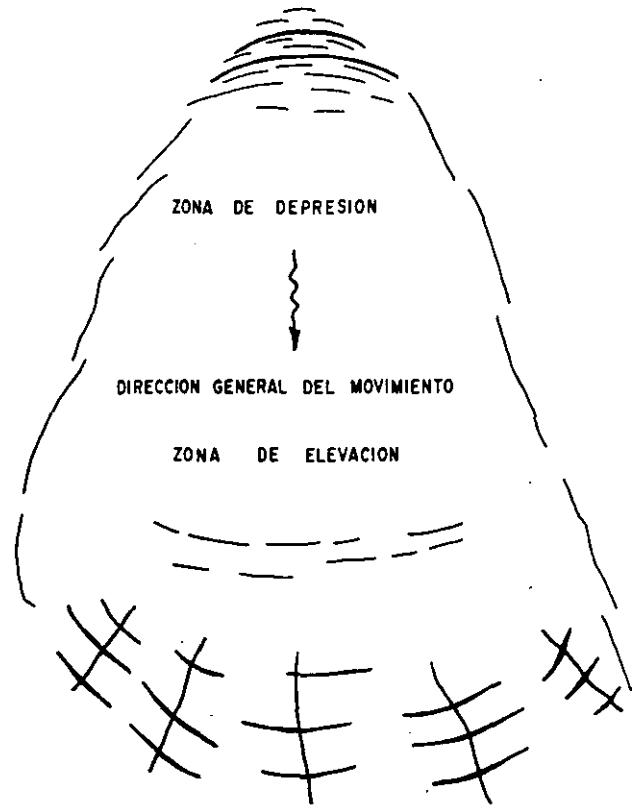


Figura VI-47. Planta típica de agrietamiento en un deslizamiento de tierra (Ref. 8).

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 (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.
	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.
	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.

342

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 sí 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".

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 cetero arriba.	La parte del suelo que se mueve se rompe y disgrega. Grietas longitudinales, bufamiento. Generalmente se desarrollan encharcamientos justo arriba de la base.	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.

345



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.

346

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	Derrum- be	Desliza- miento	Flujo		
NO SE AFECTA.	I. Método para eludirlo. A. Relocalización. B. Construcción de via- ducto.	X	X	2	2	2	Fuera de los límites del des- lizamiento.	Es el mejor método si es económico.
		X	X	3	3	3	Fuera de los límites del des- lizamiento.	Aplicable en trechos cortos de laderas in- clinadas.
SE REDUCE EL ES- FUERZO CORTANTE ACTUANTE.	II. Movimiento de tierras. A. Remoción de la ca- beza. B. Abatimiento de los taludes. C. Escalonamiento de ta- ludes. D. Remoción de todo el material inestable.	X	X	N	1	N	Parte superior y cabeza.	Grandes masas de material cohesivo.
		X	X	1	1	1	En los taludes del corte o terraplén.	Más eficiente en terraplenes sobre suelos friccionantes.
		X	X	1	1	1	En los taludes del corte o terraplén.	
		X	X	2	2	2	Todo el deslizamiento.	En masas superficiales relativamente pe- queñas de material en movimiento.
SE REDUCEN LOS ES- FUERZOS CORTANTES ACTUANTES Y SE IN- CREMENTA LA RESIS- TENCIA AL ESFUER- ZO CORTANTE DEL SUELO.	III. Drenaje. A. Superficial. 1) Cunetas. 2) Tratamiento del talud. 3) Conformación de rasante. 4) Sello de grietas. 5) Sello de planos de juntas y fisuras. B. Subdrenaje. 1) Drenes de penetra- ción transversal. 2) Trincheras estabi- lizadoras. 3) Galerías drenan- tes. 4) Pozos verticales de drenaje. 5) Sifón continuo.	X	X	1	1	1	Encima de la corona.	Esencial en todos los tipos.
		X	X	3	3	3	En la superficie de la masa en movimiento.	Revestimiento de rocas o delantal permea- ble para controlar el flujo.
		X	X	1	1	1	En la superficie de la masa en movimiento.	Benéfico en todos los tipos.
		X	X	2	2	2	Completo de la corona al pie.	Benéfico en todos los tipos.
		X	X	3	3	N	Completo de la corona al pie.	Aplicable o formaciones rocosas.
		X	X	N	2	2	Localizado para interceptar y conducir las aguas sub- terráneas.	Grandes masas de suelo donde existe el flujo subterráneo.
		X	X	N	1	3		Masas de suelo relativamente superficiales con flujo subterráneo.
		X	X	N	3	N		Profundas y grandes masas de suelo con alguna permeabilidad.
		X	X	N	3	3		Masas profundas en deslizamiento, agua subterránea en varios estratos o lentes.
		X	X	N	2	3		Usado principalmente como salida de trin- cheras o pozos de drenaje.

250

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.								
	a) En la base.		X	3	3	3	Base y pie.	Suelos no cohesivos.	
	b) En toda la masa deslizante.		X	N	3	N	En toda la masa deslizante.	Suelos no cohesivos.	
	2) Congelamiento.	X		N	3	3	En toda la masa deslizante.	Para prevenir movimientos temporales en masas relativamente grandes.	
3) Electroósmosis.	X		N	3	3	En toda la masa deslizante.	Endurece al suelo al reducir el contenido de agua.		
B. Uso de explosivos.		X	N	3	N	En la mitad inferior del deslizamiento.	Masa cohesiva relativamente superficial suprayaciendo a una masa de roca 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.

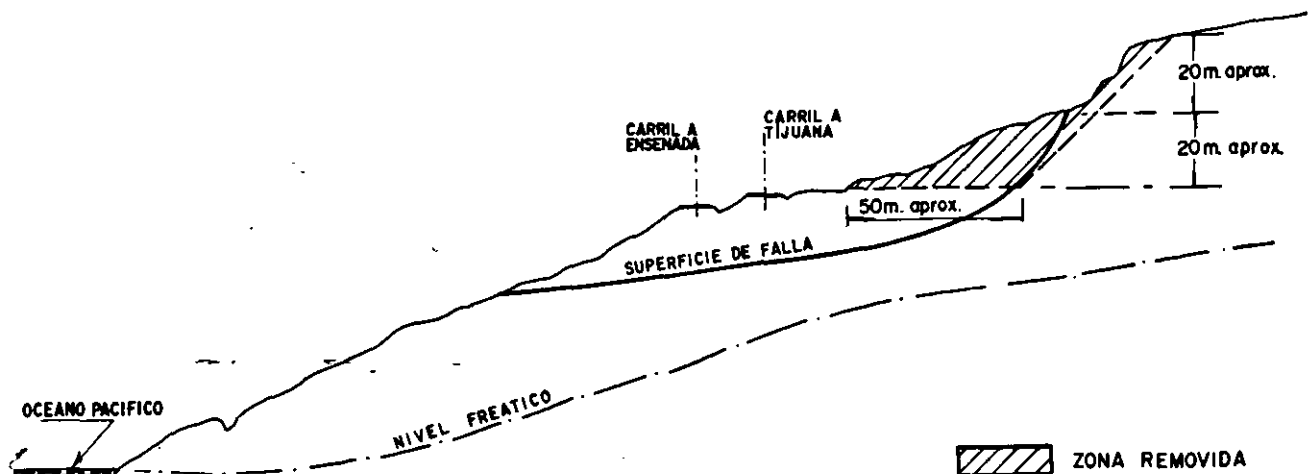


Figura VI-48. Estabilización de una falla por remoción de material en su cabeza; km 16 + 800 de la autopista Tijuana-Ensenada.

### 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 variaran 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 esfuerzo 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

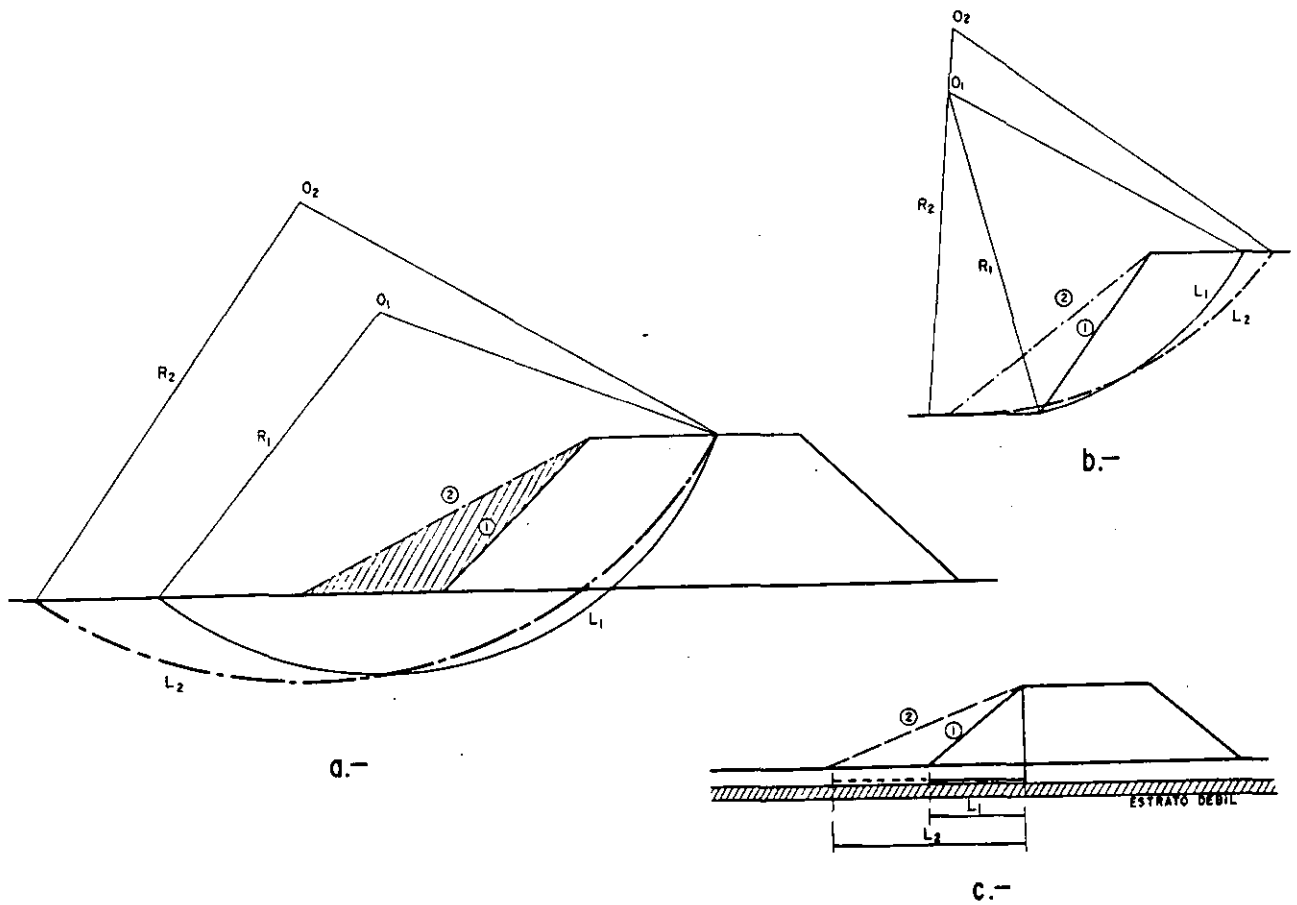


Figura VI-49. Abatimiento de taludes en terraplenes.

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

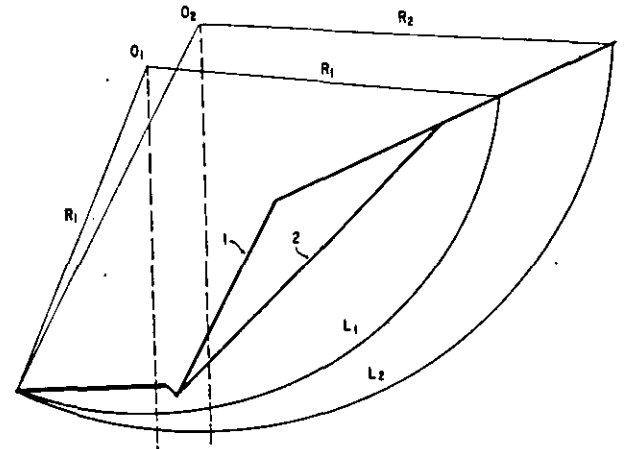


Figura VI-50. Mecanismo por el cual, abatir un corte beneficia muchas veces su estabilidad.

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

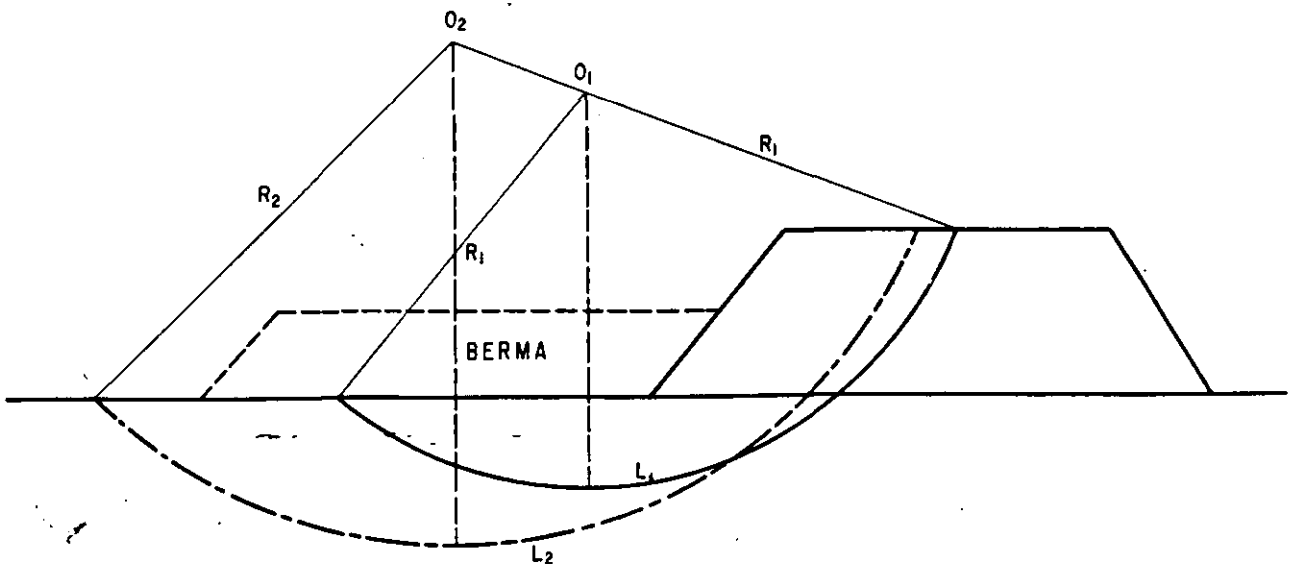
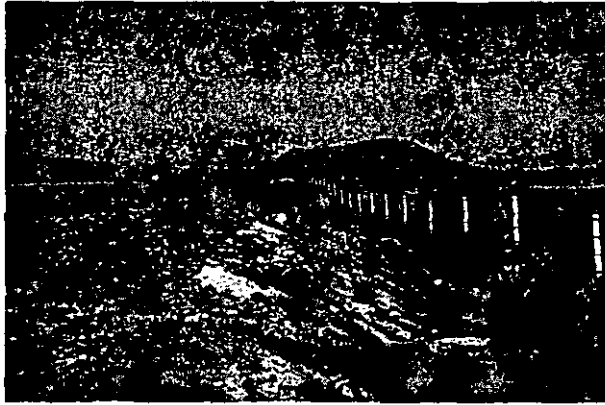


Figura VI-51. Efecto de una berma.





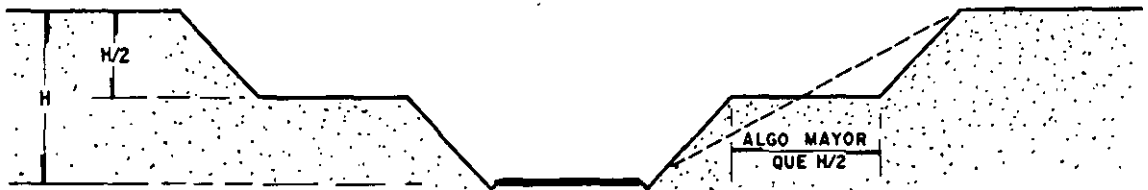
Una berma estabilizadora en la carretera México-Puebla.

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

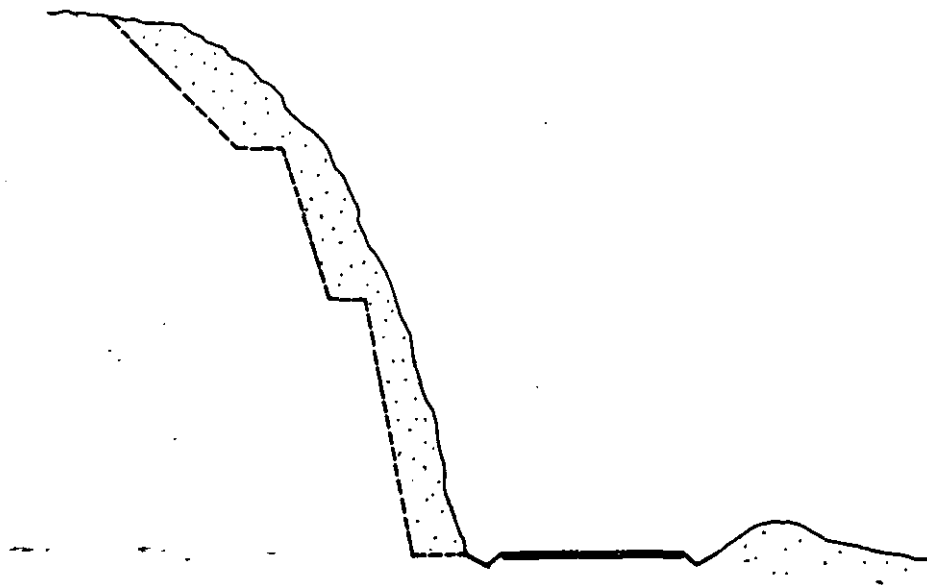
trcho y tiende a producir una mala apariencia estética y peligros a los vehículos circulantes.

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 caídos 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 pumáticas.

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).

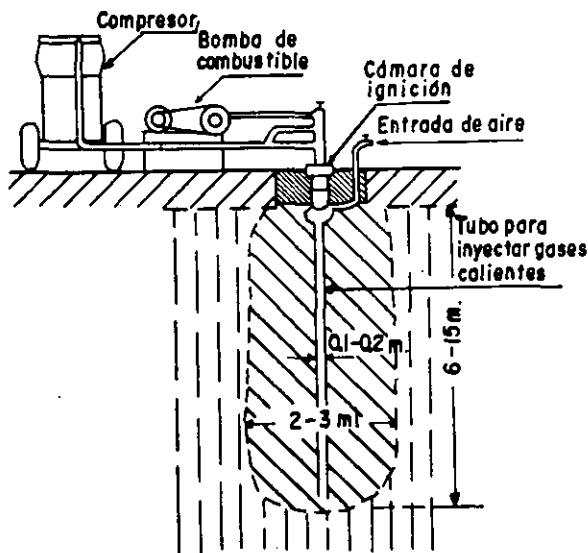


Figura VI-53. Tratamiento térmico de suelos. Esquema del dispositivo (Ref. 84).

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

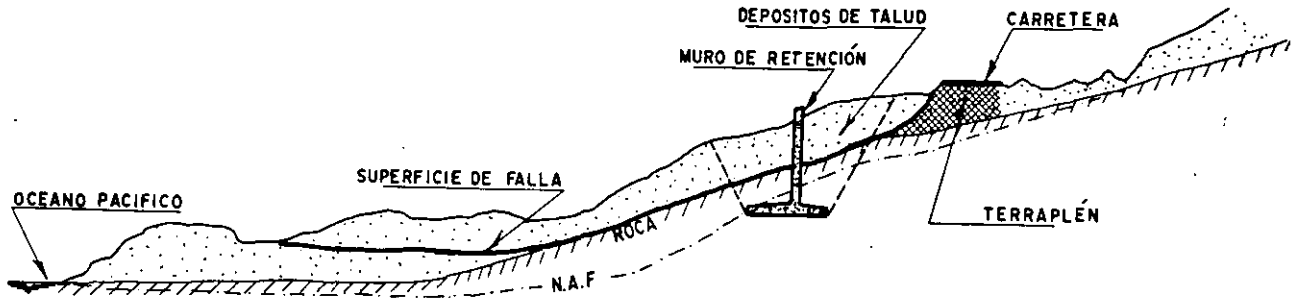


Figura VI-54. Croquis de una falla en ladera, con un muro de retención. Km 16 + 000 de la autopista Tijuana-Ensenada.

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.

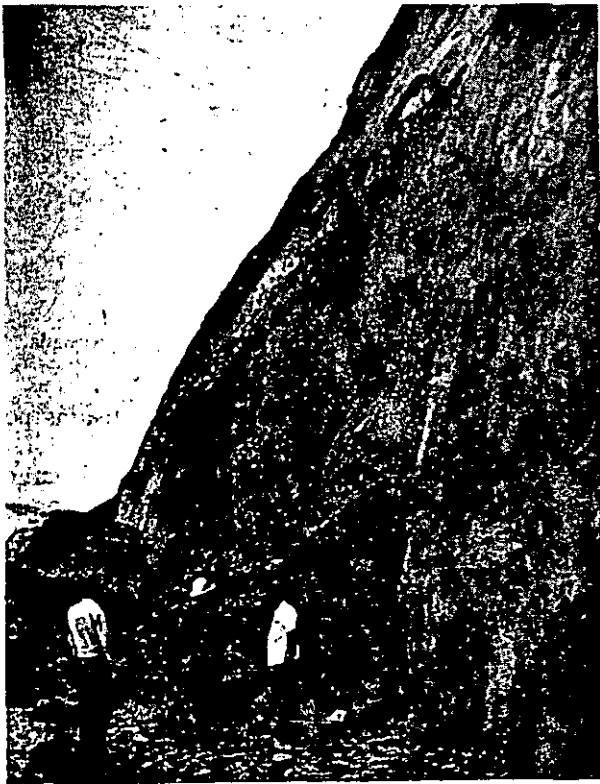
En general los muros de retención altos y largos son muy caros, de manera que es difícil que compitan con otras soluciones alternativas. Requieren de todo un conjunto de obras auxiliares, tales como subdrenaje, ademado, desagües, etc., que se han de atenderse cuidadosamente y que elevan en forma considerable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

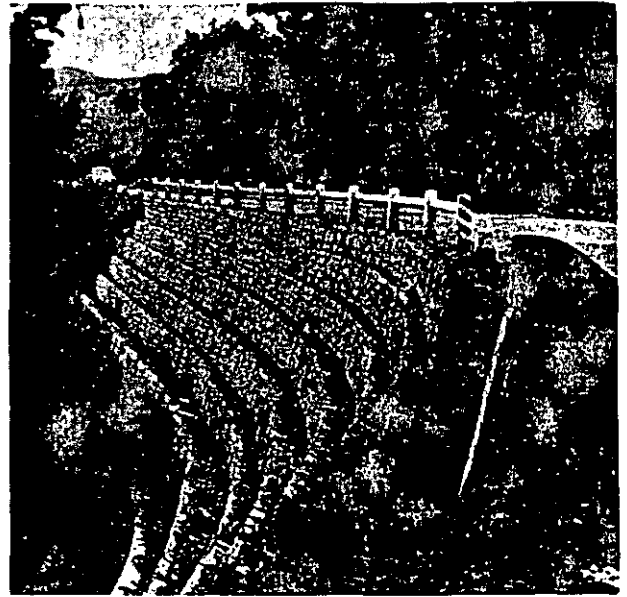


Desprendimiento de un recubrimiento de "Gunite" por presión del agua acumulada. F. C. Viborillas-Villa de Reyes.

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

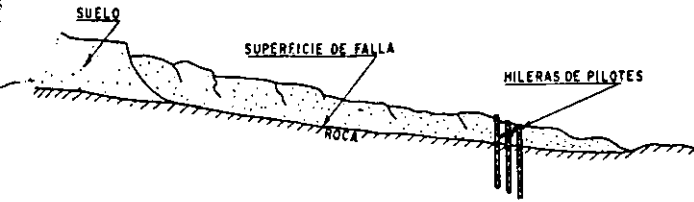


Figura VI-55. Croquis de la estabilización de una falla con pilotes.

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.

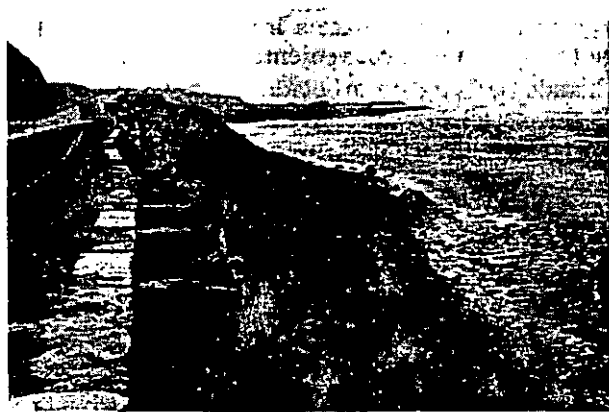
En ocasiones se complementa la acción de los pilotes colocando losas de concreto reforzado entre ellos.

### 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.



Contrapeso de enrocamiento colocado en la falla del km 12 + 300 de la autopista Tijuana-Ensenada.

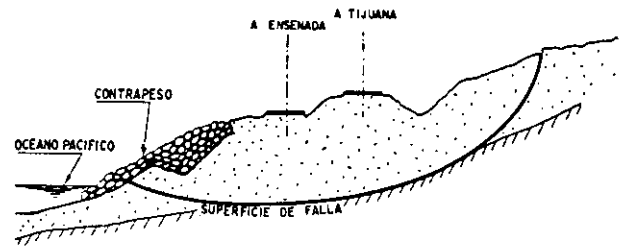


Figura VI-56. Contrapeso de enrocamiento. Km 12 + 360 de la autopista Tijuana-Ensenada.

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

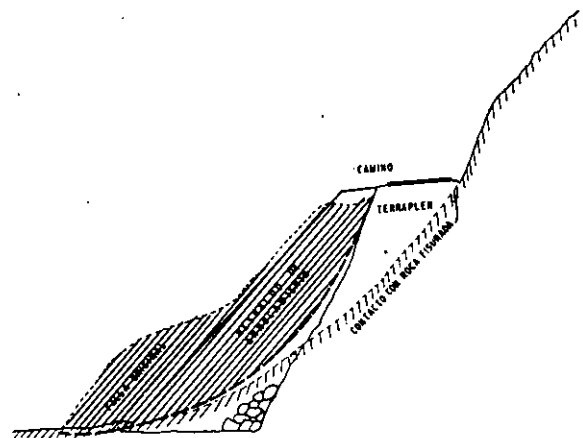


Figura VI-57. Respaldo de enrocamiento, en el que el efecto del contrapeso se combina con los de sustitución y subdrenaje.

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-

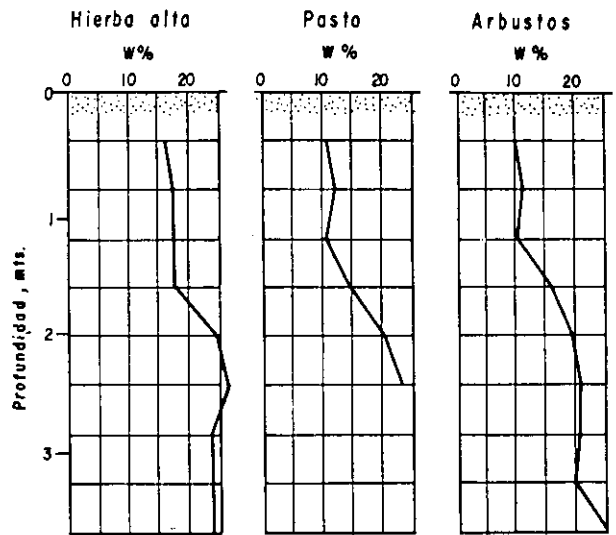
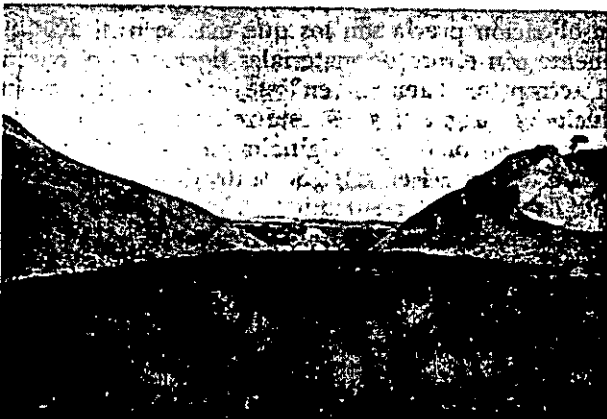


Figura VI-58. Efecto de la cobertura vegetal en el contenido de agua superficial de suelos con arcilla.

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 construidos 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



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

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 constriñan 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 comprimible; en el sitio, la autopista tenía una curva horizontal, que exigía la correspondiente sobreelevación. 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-



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

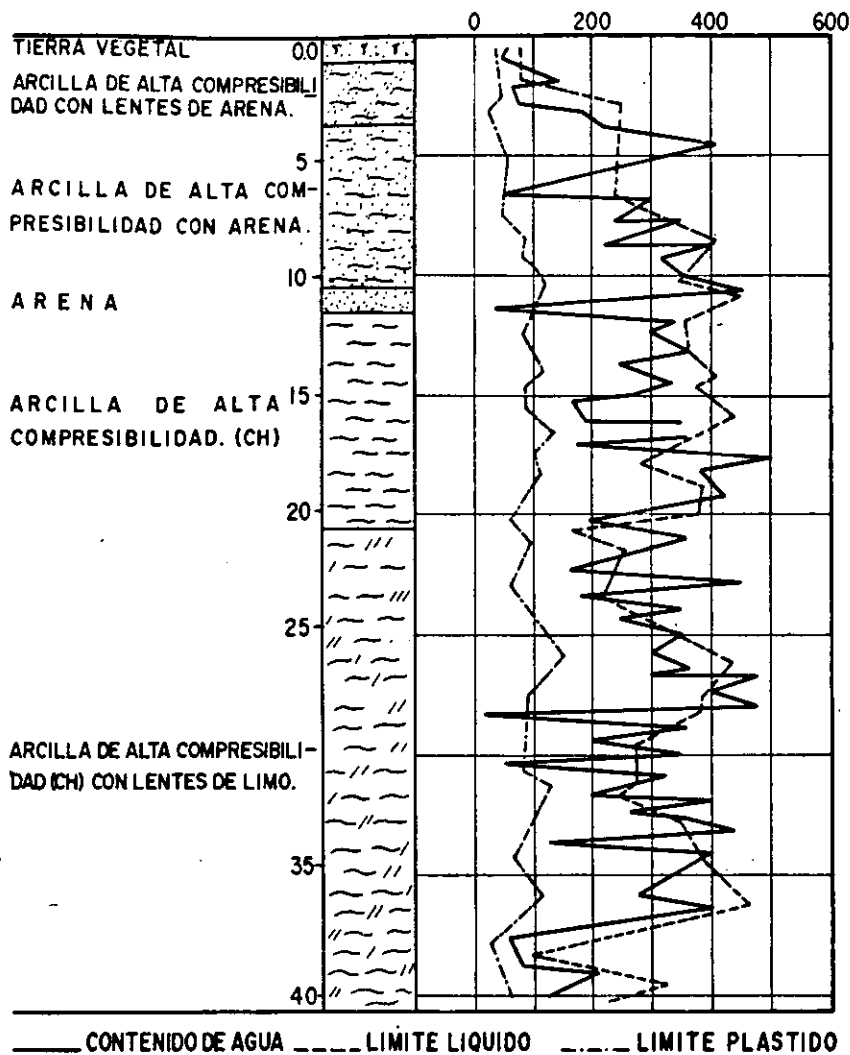


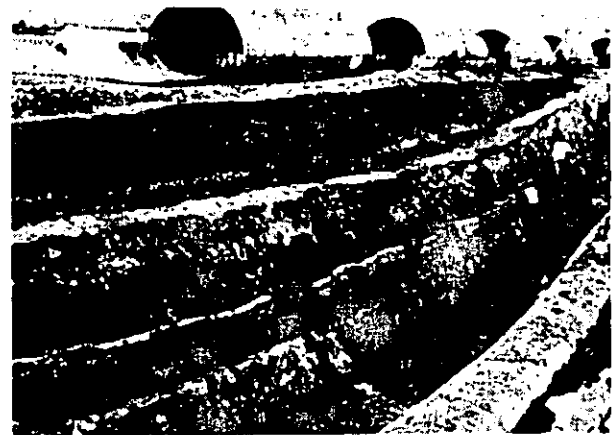
Figura VI-60. Perfil de suelos en la zona del aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

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 en 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. Obsérvense las renivelaciones con concreto asfáltico.

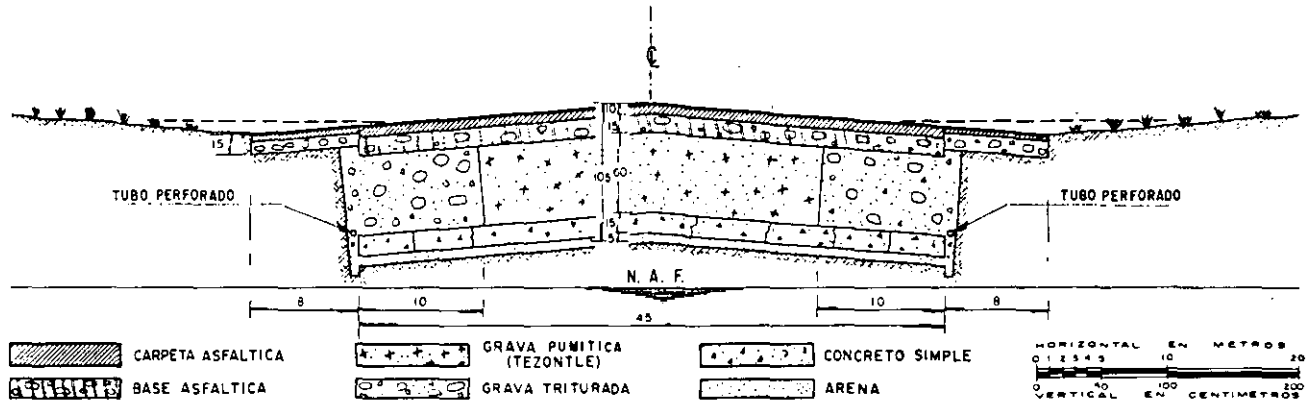


Figura VI-61. Sección estructural de las prolongaciones de las pistas en el aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

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  $0.8 \text{ T/m}^3$ ).

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.

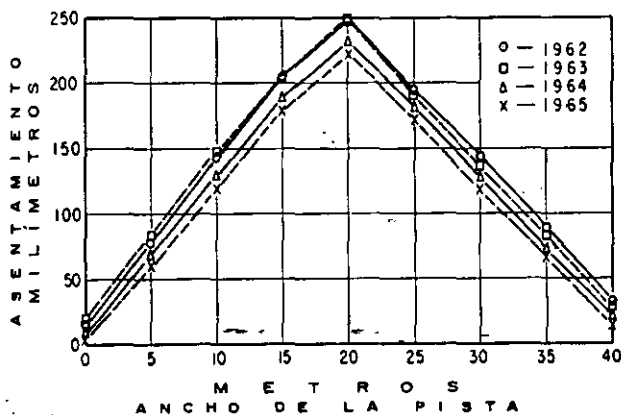


Figura VI-62. Asentamientos observados en una sección transversal de la prolongación en las pistas, en el aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

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.

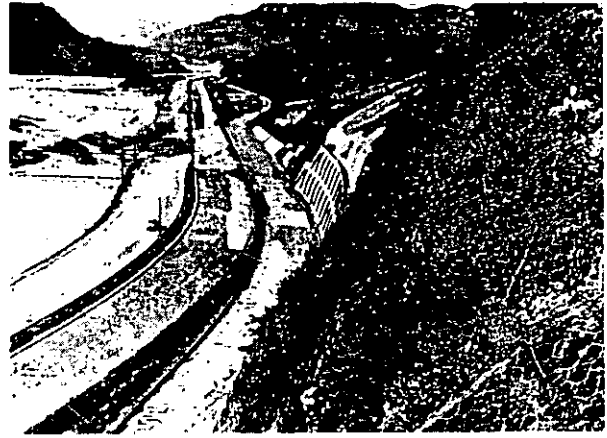
En el caso de cortes en que los caídos y derrumbes se presentan en la zona de coronamiento puede ser una buena política la remoción periódica del material que se va soltando.

### 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.



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

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

Del 19 al 21 de Octubre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

**SUBDRENAJE EN OBRAS VIALES**

M. en I. Gabriel Moreno Pecero  
Morelia, Mich.

## 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 sí 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 I, 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 neutras 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):

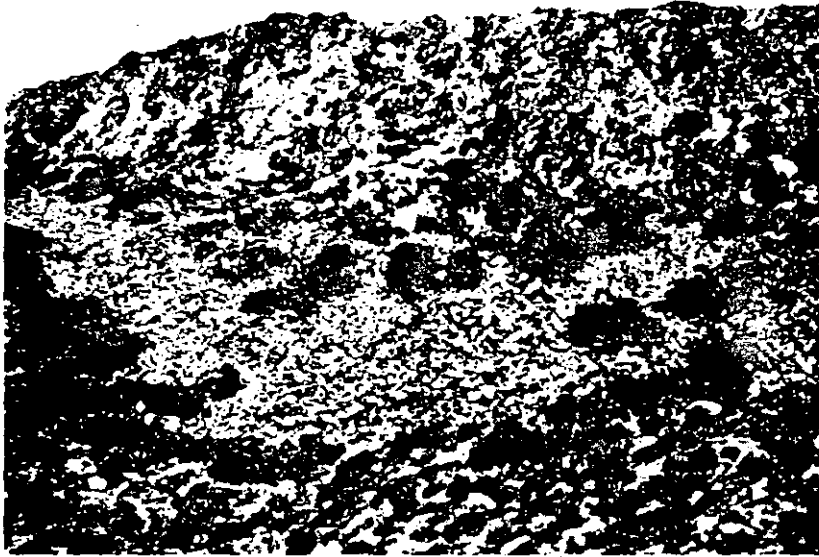
1. Cantidad y tipo de precipitación.
2. Ritmo de precipitación. Cuando más rápidamente cae la lluvia, menos agua penetra, pues se satura la superficie del terreno.
3. Declive superficial. La infiltración es mayor en terrenos más planos, a los que corresponden velocidades de escurrimiento superficial 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





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 artesisiana, a

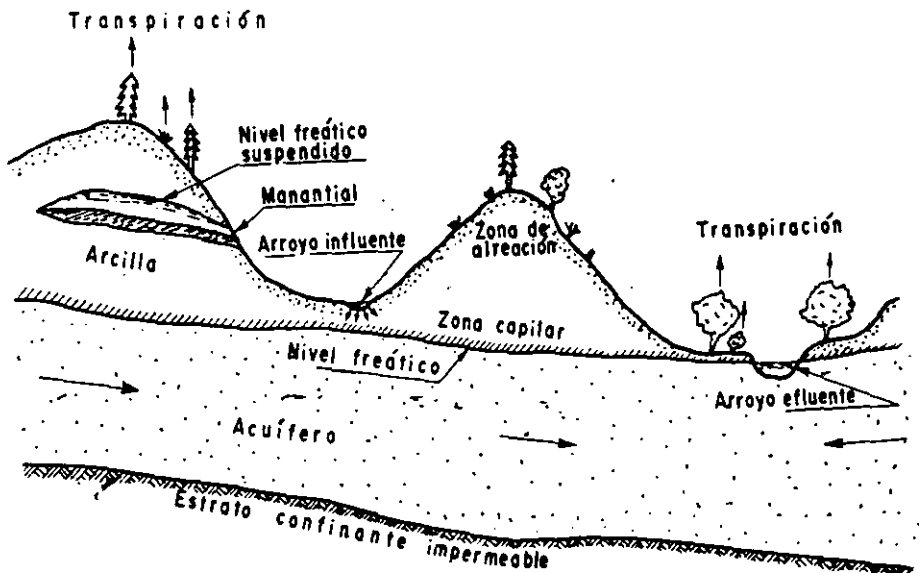


Figura VII-1. Formas de agua subterránea (Ref. 5).

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 artésiano 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

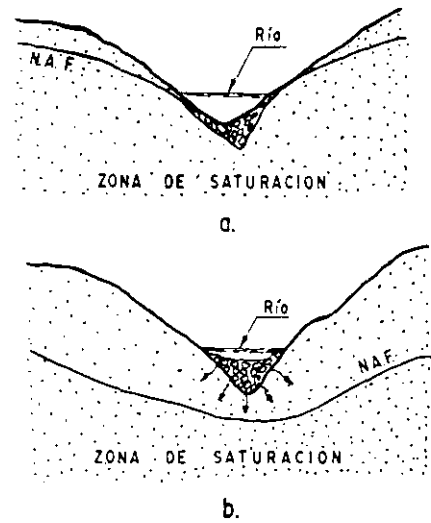


Figura VII-2. Ríos influyentes y efluyentes. Diferencia en el N. A. F. regional.

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.

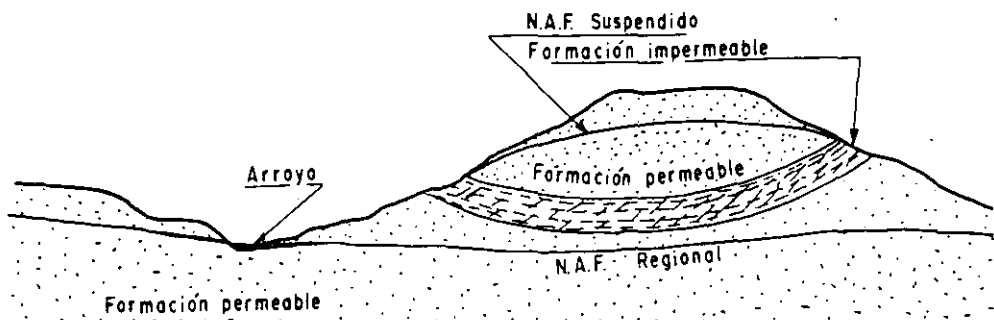


Figura VII-3. Un perfil geológico que propicia la formación de un N. A. F. suspendido.

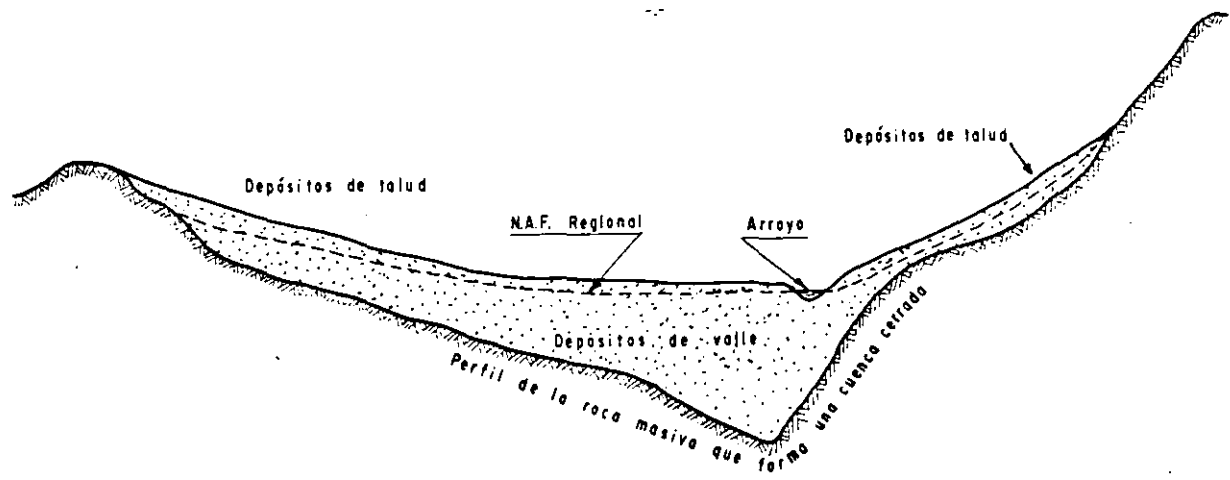
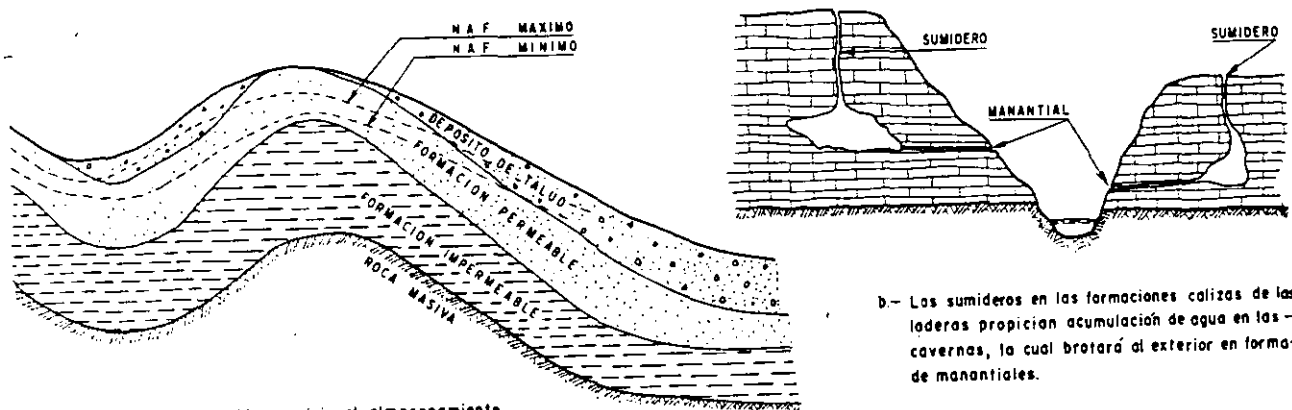
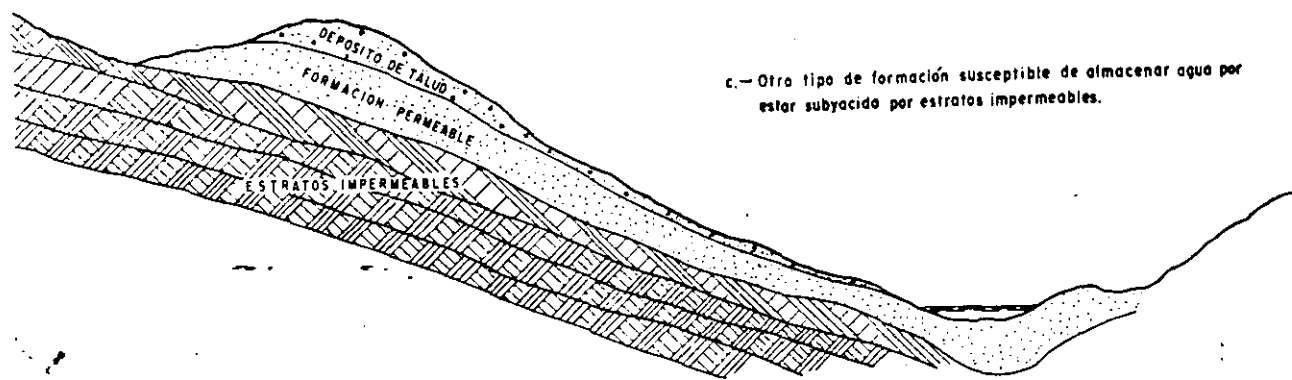


Figura VII-4. Cuenca subterránea cerrada.



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 subyacente por estratos impermeables.

Figura VII-5. Ejemplos de formaciones típicas que propician el almacenamiento de agua en laderas naturales.

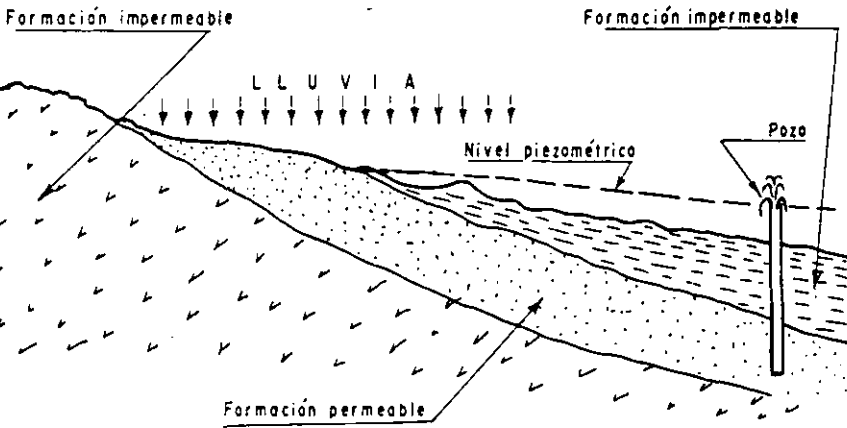


Figura VII-6. Perfil geológico de un estrato artésiano.

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.

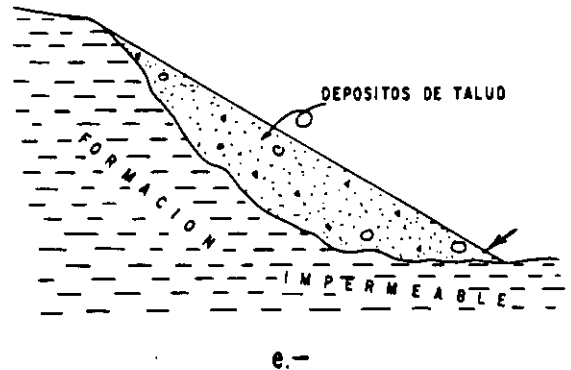
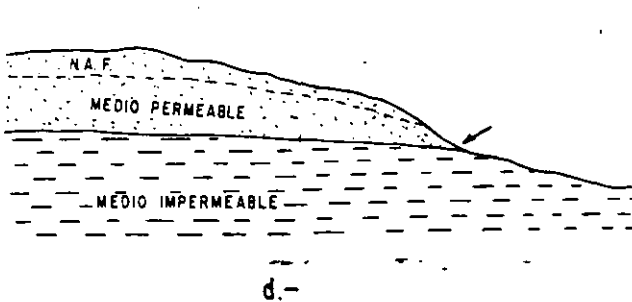
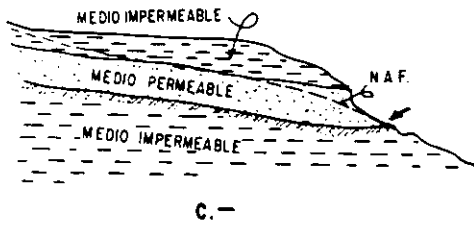
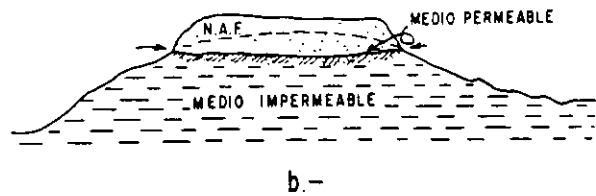
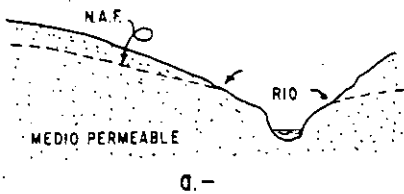
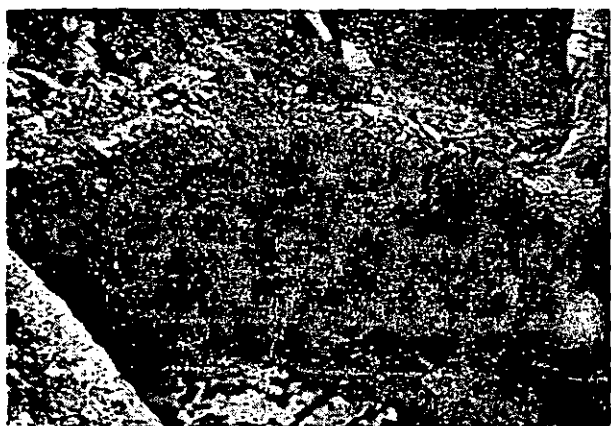


Figura VII-7. Ejemplo de formaciones que propician la aparición de manantiales en las laderas.



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.

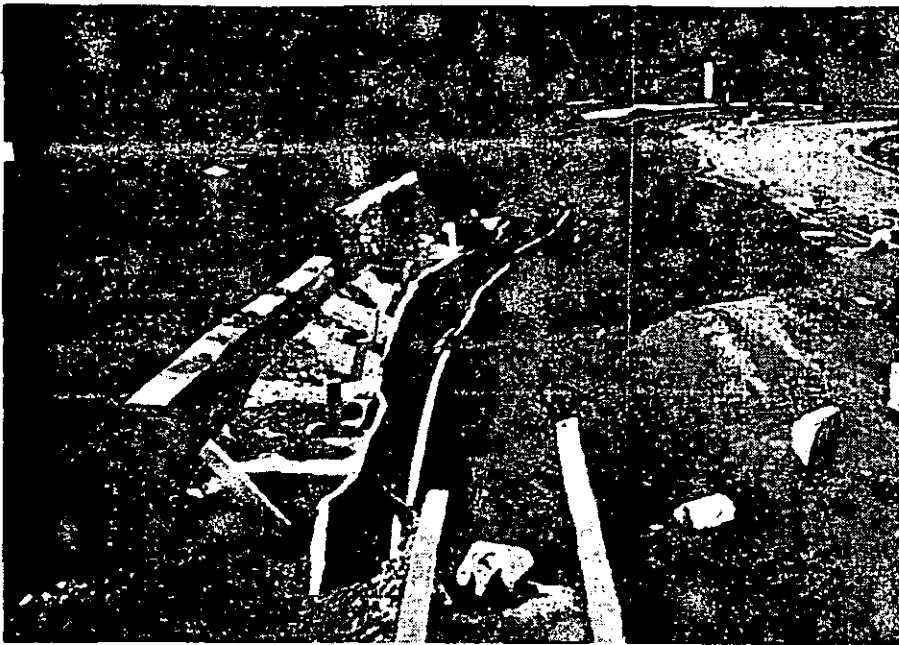
Para cumplir su papel protector de filtro en forma conveniente, justificando la inversión que en ellos se haga, los materiales granulares naturales deben cumplir algunos requerimientos básicos que se han ido imponiendo por un efecto combinado de base teórica y, muchas veces, experimental. Estos requerimientos 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 (limos, 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  $D_{95}$  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 desarrollen 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 la 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.

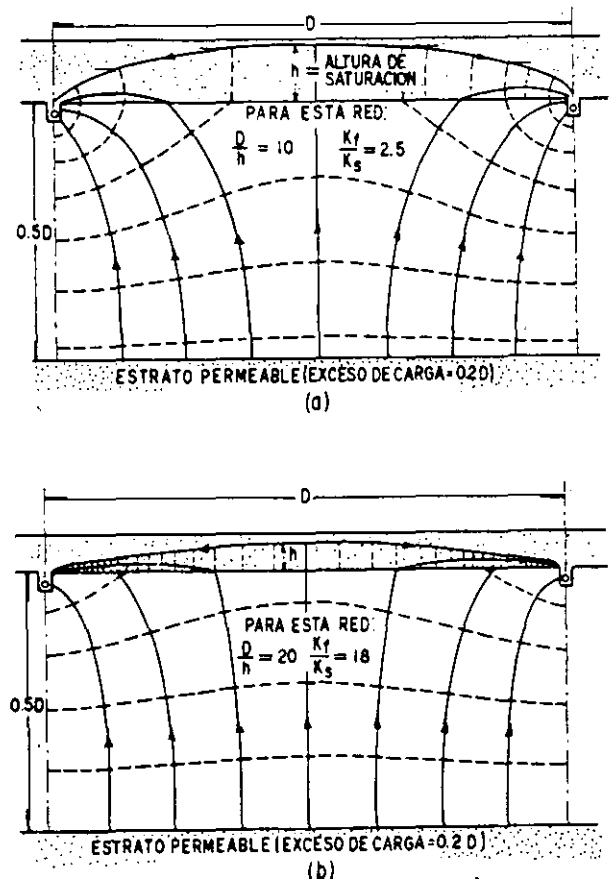


Figura VII-8. Redes de flujo vertical en mantos permeables horizontales (Ref. 7).



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:

$$\frac{D_{60} \text{ del filtro}}{D_{10} \text{ del filtro}} \leq 20 \quad (7-9)$$

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 dos 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.

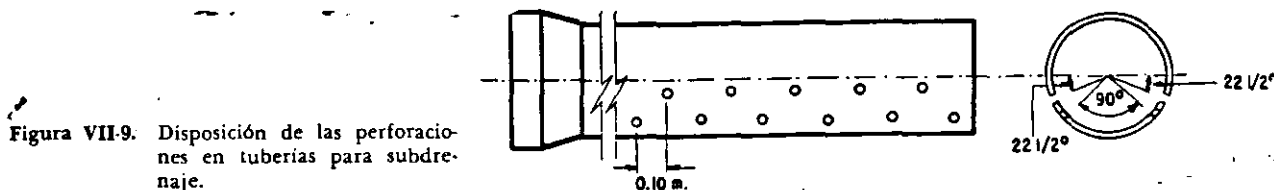


Figura VII-9. Disposición de las perforaciones en tuberías para subdrenaje.

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.

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.

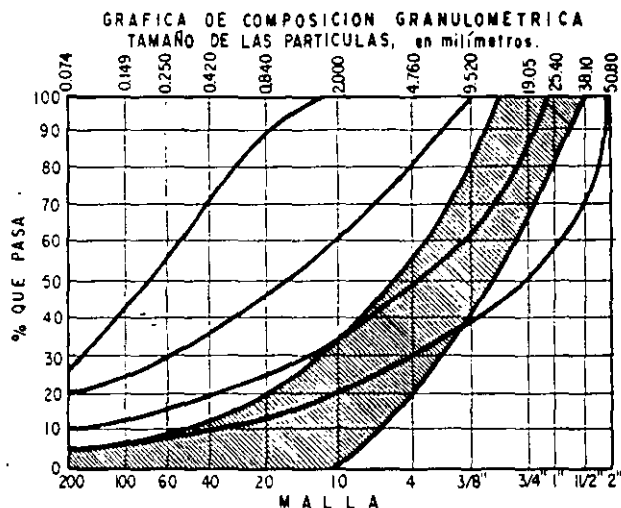
TABLA VII-1

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.

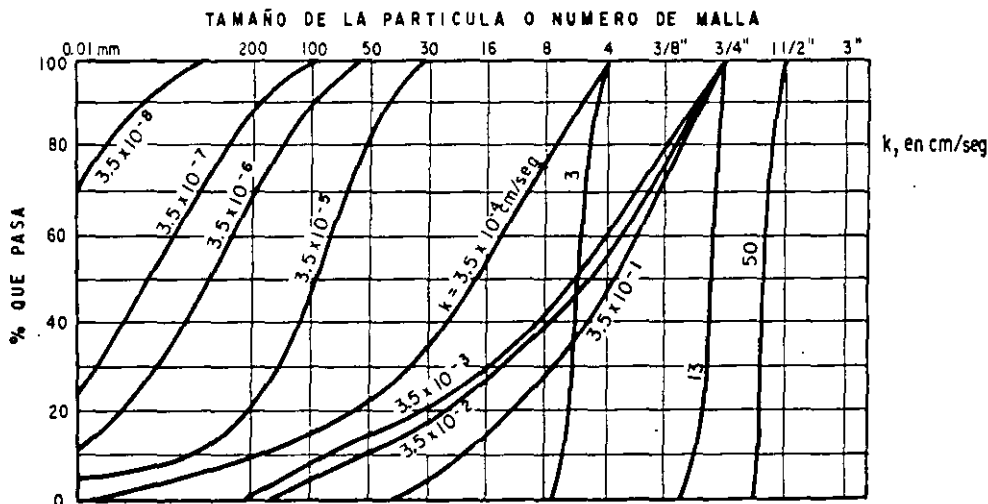
La parte *a* de la Fig. VII-10 muestra la representación de esta última granulometría, en una gráfica en la que se señalan los límites de tres zonas en que deben quedar comprendidas los materiales de base de pavimento que acepta la práctica mexicana.

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



a.— Zona granulométrica del material drenante único utilizado en carreteras por la práctica mexicana.

Figura VII-10. Información granulométrica para problemas de subdrenaje.



b.— Algunas curvas granulométricas típicas y sus correspondientes permeabilidades — aproximadas. (Ref. 16)

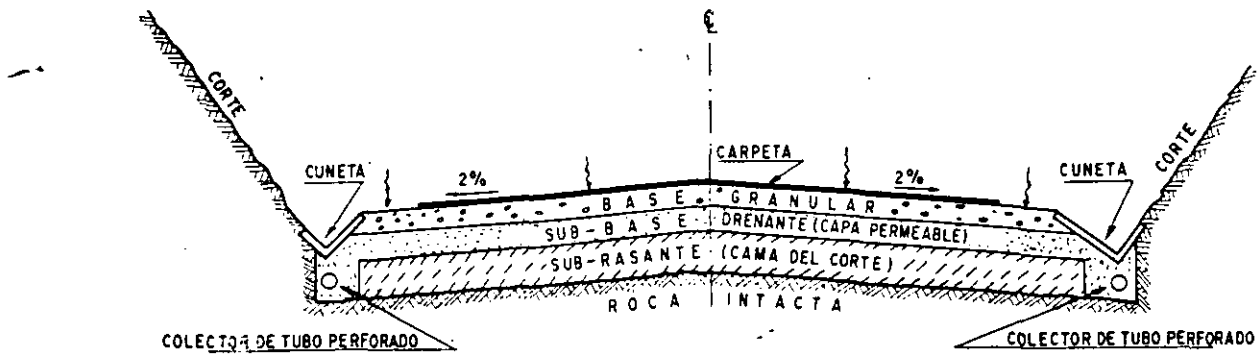
La Fig. VII-11 muestra en forma esquemática la utilización de capas permeables para control de infiltración proveniente de la parte superior del pavimento y de ascensión de agua proveniente de capas inferiores, en las que se supone existe una subpresión.

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.

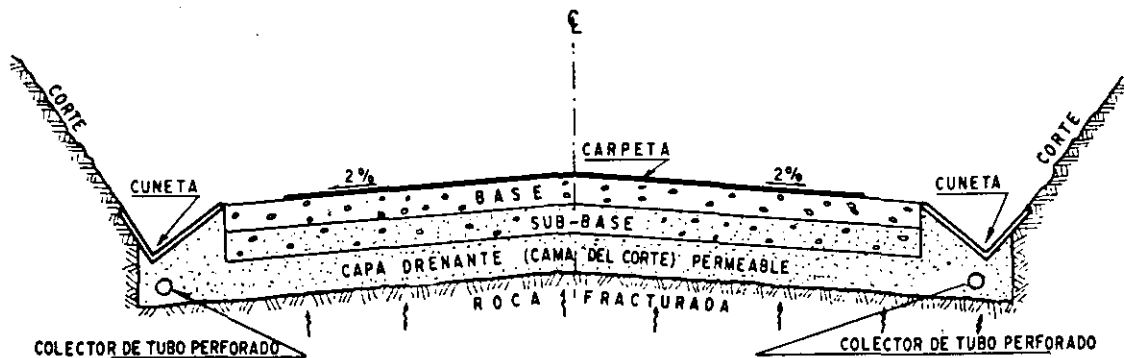
En la parte b de la figura se considera un flujo que asciende por subpresión en una roca fracturada. Ahora la capa drenante se ha identificado con la subrasante que forma la cama del corte. La práctica relativamente frecuente de convertir en este caso en drenante también a la subbase, colocándola sobre

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 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 ascienda 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.

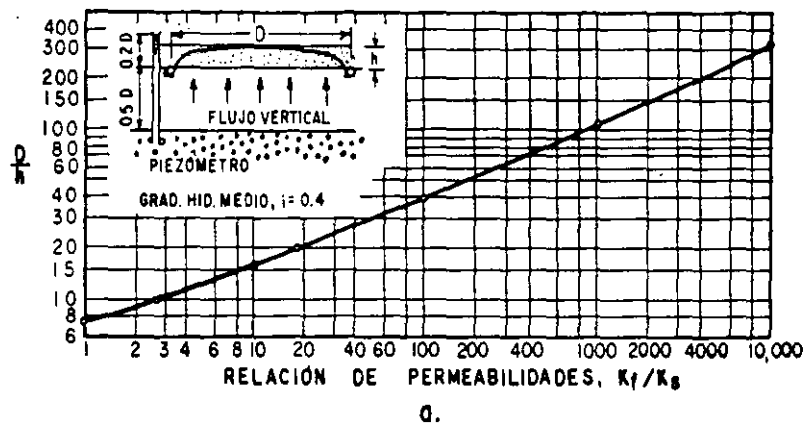
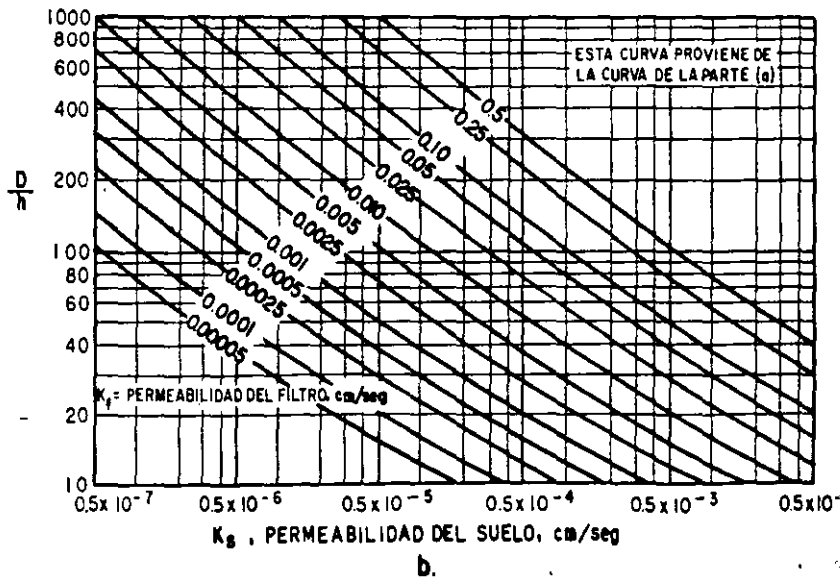


Figura VII-12. Gráficas de diseño de capas permeables horizontales (Ref. 7).



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 precisaría 7.5 cm de espesor de capa permeable, si la permeabilidad es 3.5 cm/seg, para remover el agua que penetra, 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 m<sup>3</sup>/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

Material de subbase sobre la capa permeable.	Permeabilidad cm seg	Relación de infiltración teórica que puede ser drenada	
		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.

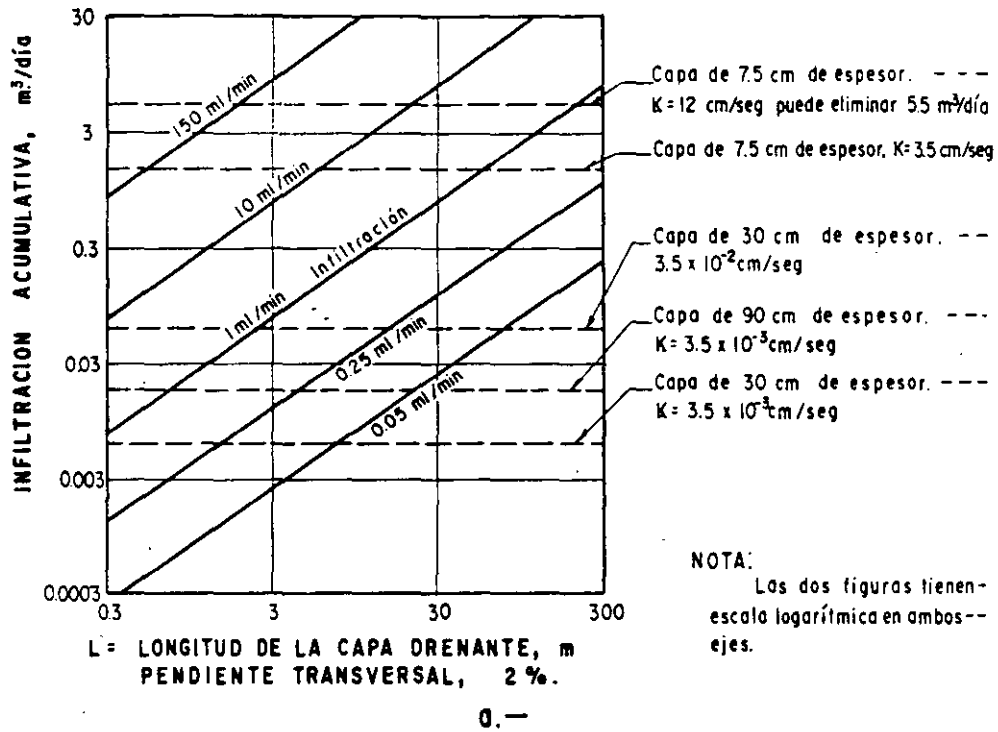
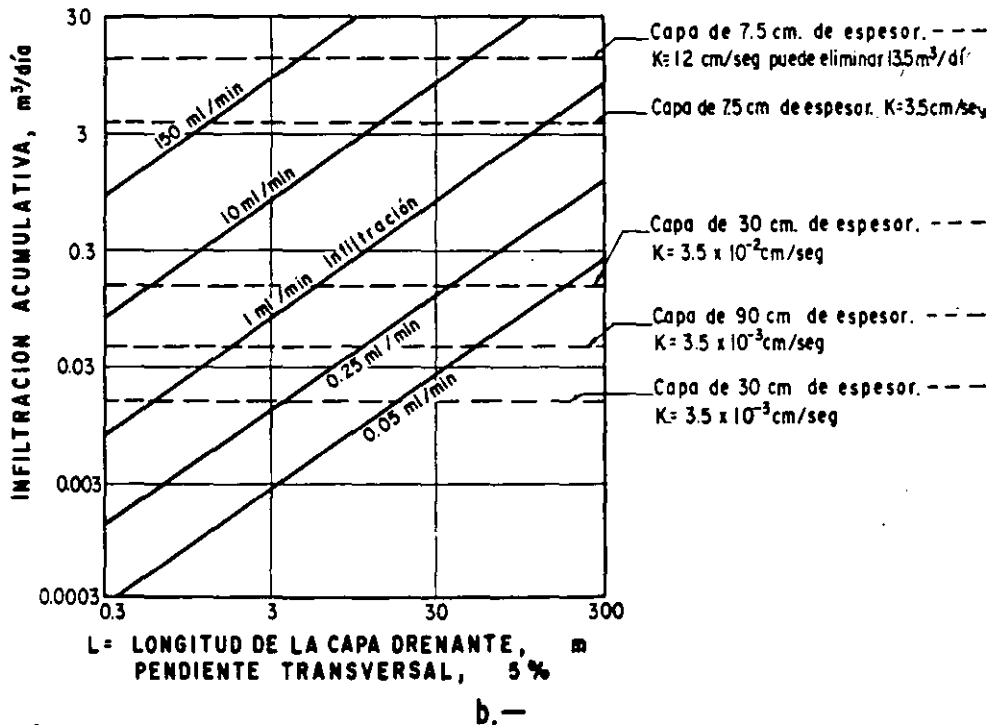


Figura VII-13. Capacidad de descarga de capas drenantes (Refs. 16 y 22).



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 en el costo, sobre todo en carreteras, pues en autopistas suelen tenerse márgenes más amplios a este respecto.

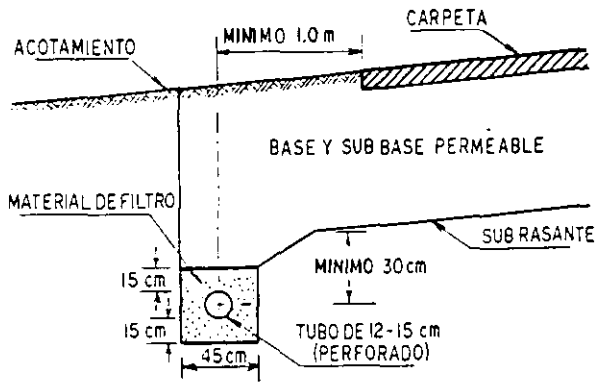


Figura VII-14. Detalle de la instalación de eliminación de agua en una capa permeable.

### 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.

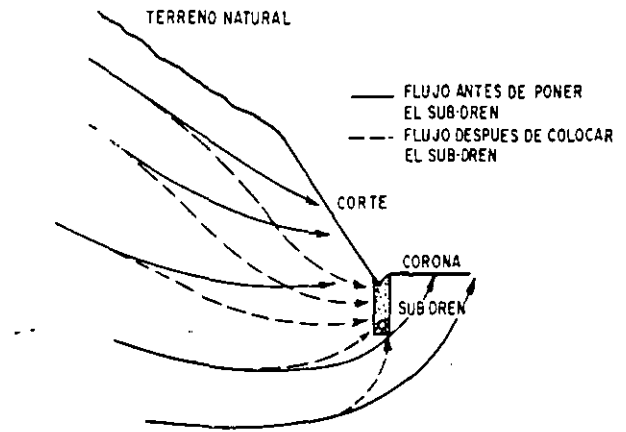


Figura VII-15. Flujo hacia el talud y la cama de un corte.

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-



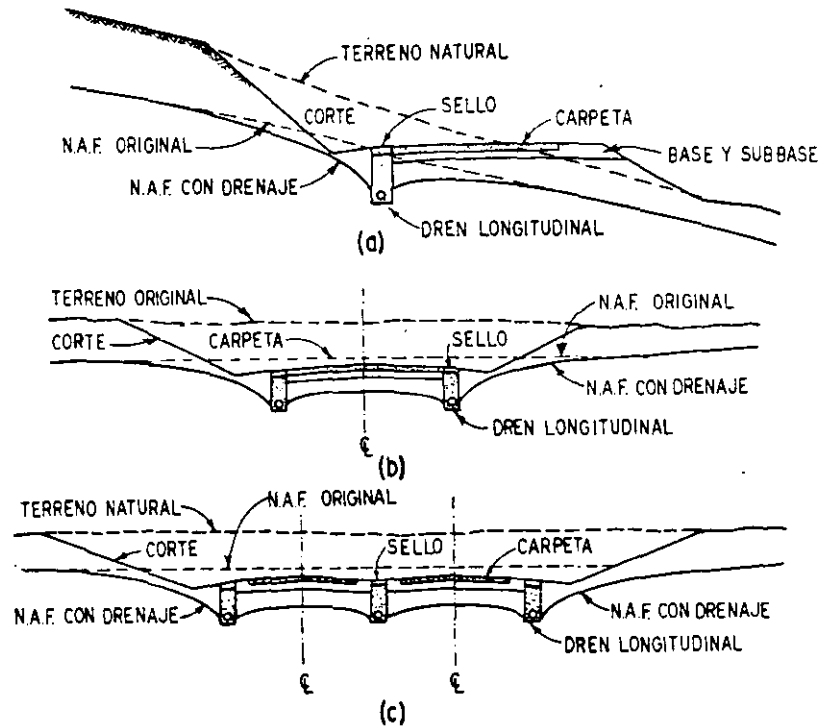


Figura VII-16. Casos de uso de drenes longitudinales de zanja para abatir el N. A. F.

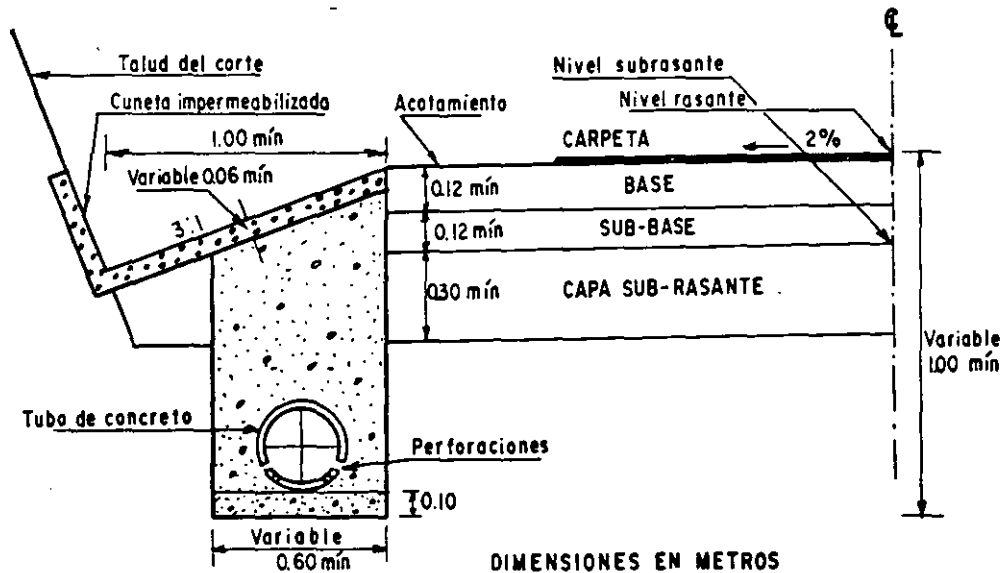


Figura VII-17. Sección transversal de un subdren longitudinal de zanja, según la práctica mexicana. (Secretaría de Obras Públicas.)

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

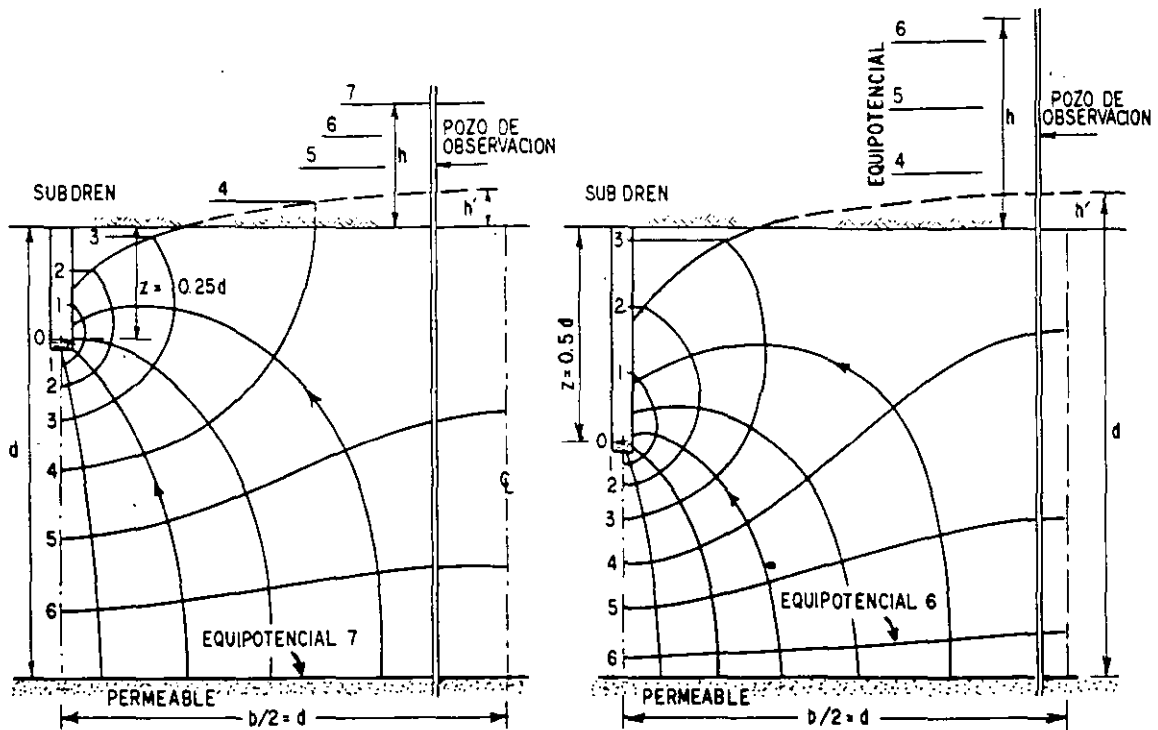


Figura VII-18. Redes de flujo típicas hacia drenes longitudinales de zanja (Ref. 22).

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

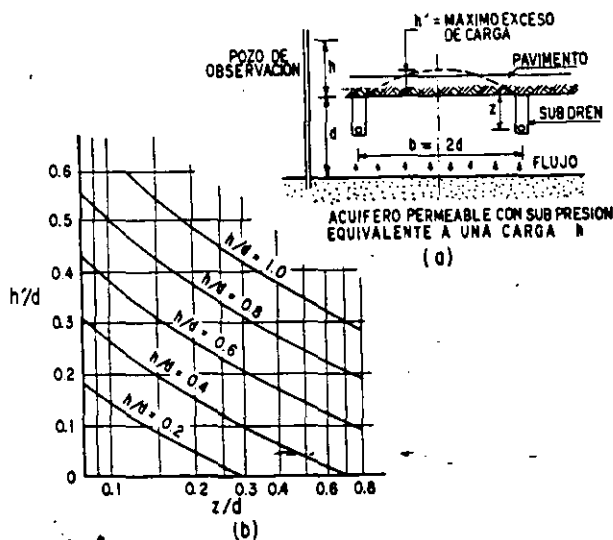


Figura VII-19. Gráfica que relaciona la profundidad del subdrén y la carga hidrostática que se puede generar entre dos subdrenes (Ref. 22).



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

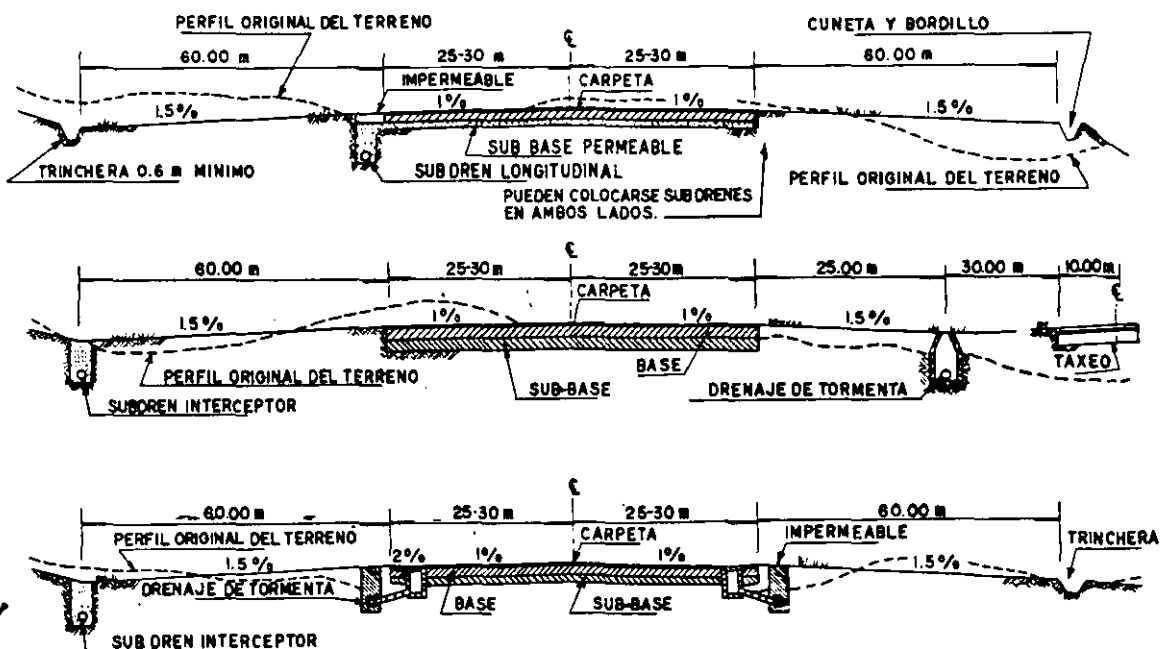


Figura VII-20. Instalaciones típicas de subdrenaje en aeropistas (Ref. 22).

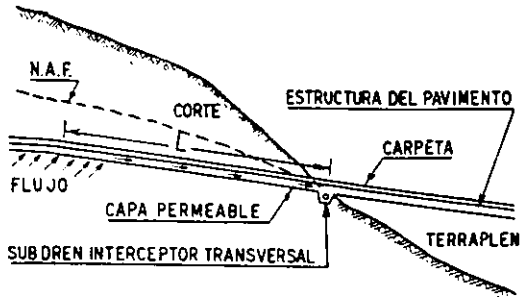


Figura VII-21. Subdren interceptor transversal (Ref. 22).

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.

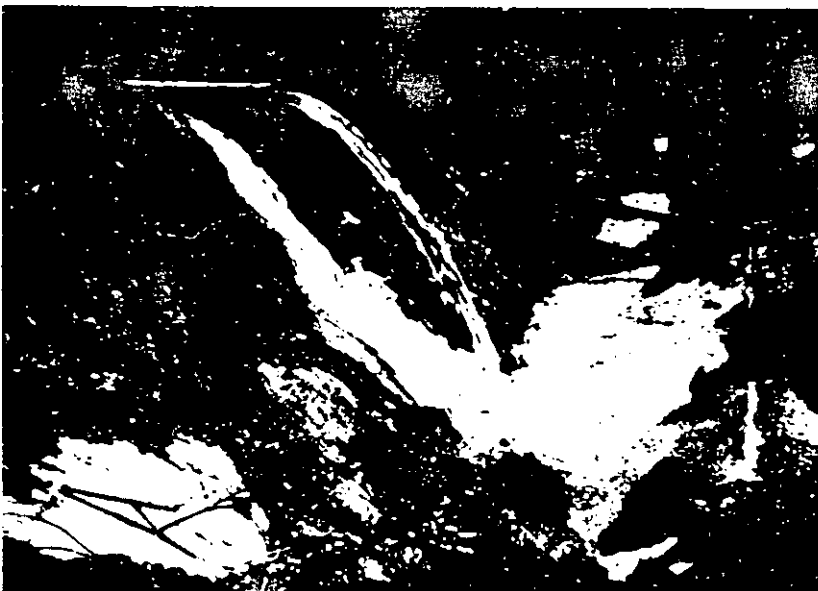
#### D. Drenes de penetración transversal

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 ademasarse, 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.



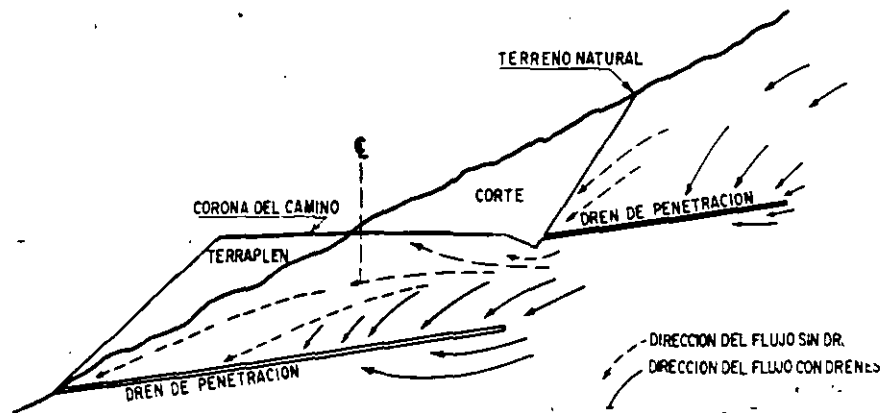
Perforación de un dren de penetración transversal.

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.

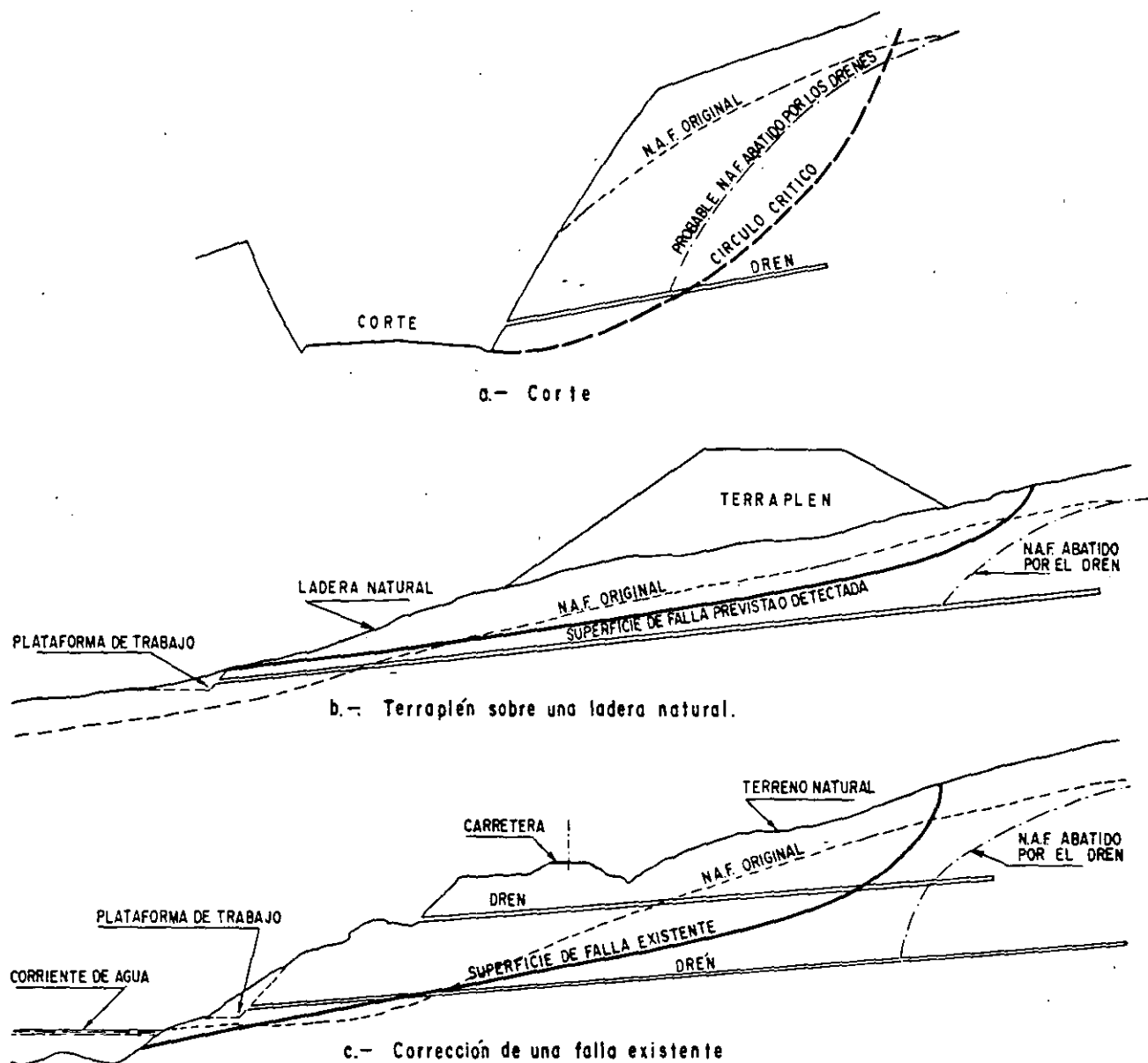


Figura VII-23. Croquis de la disposición de drenes transversales de penetración.

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 neutras en las masas de suelo cuya estabilidad interesa. El éxito no necesariamente puede medirse por la cantidad de agua que los drenes coleccionen. 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 colectando 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 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.



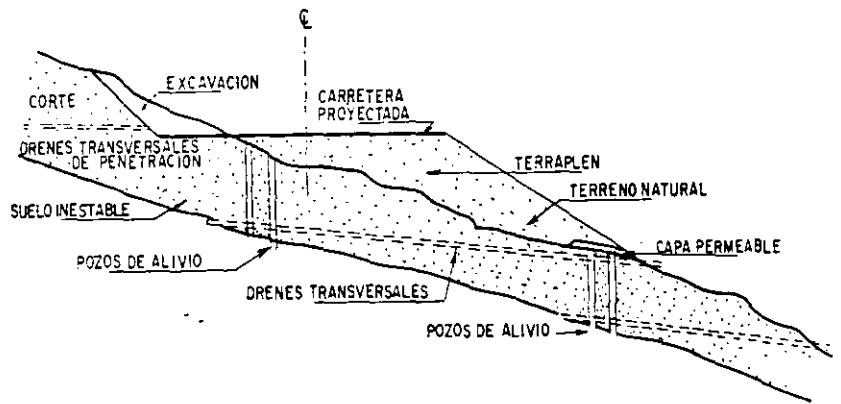


Figura VII-24. Pozos de alivio combinados con drenes transversales de penetración.

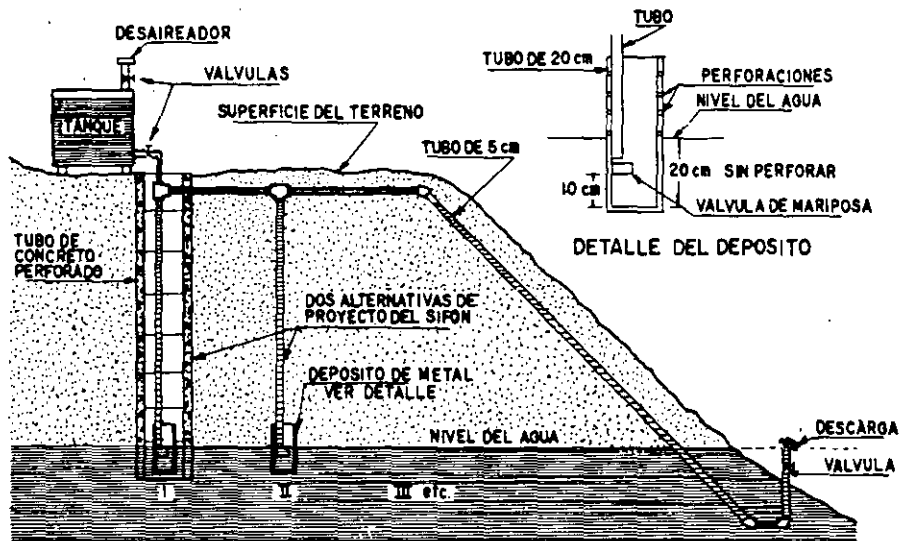


Figura VII-25. Sifón para descarga de pozos de alivio (Ref. 26).

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 dirige 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 aflore 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.

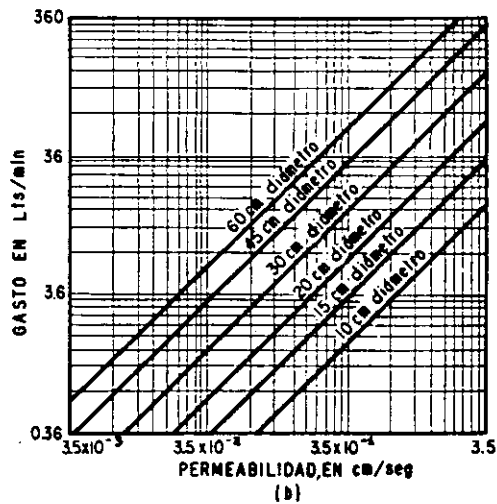
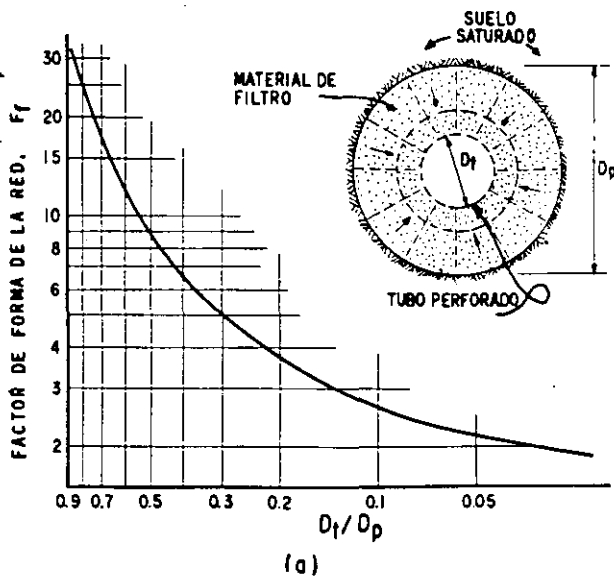


Figura VII-26. Gastos de pozos de alivio (Ref. 23).

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

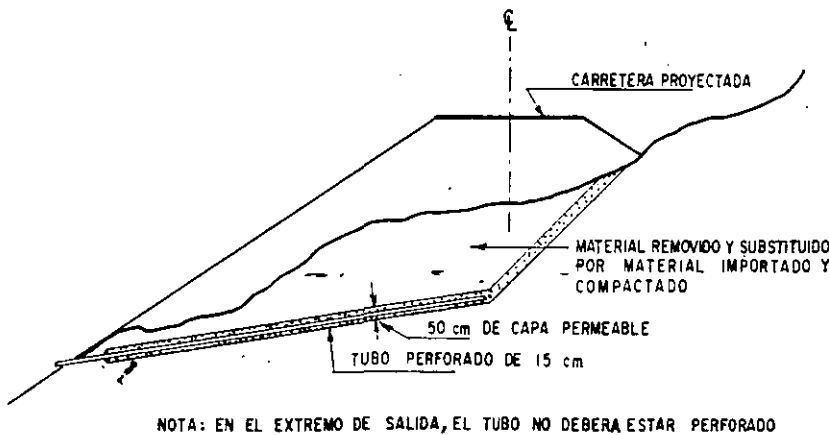
que se esté removiendo realmente el material a través del cual ocurre el flujo, pues ha sucedido que por abajo del estrato firme en que se confió, existía otro estrato débil saturado, de manera que la remoción por arriba de él no produjo un cambio substancial en las condiciones de estabilidad de la zona.

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 terraplenes.



Construcción de otra gran trinchera estabilizadora en la autopista Tijuana-Ensenada.

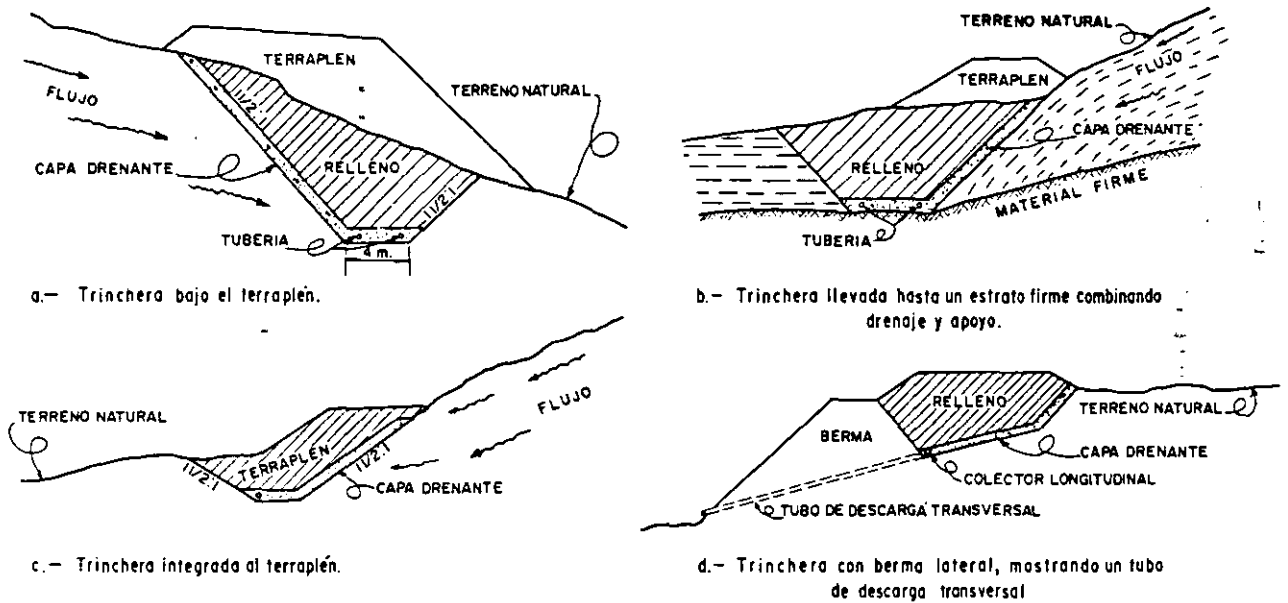


Figura VII-28. Tipos de trincheras estabilizadoras.

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 rellenando 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

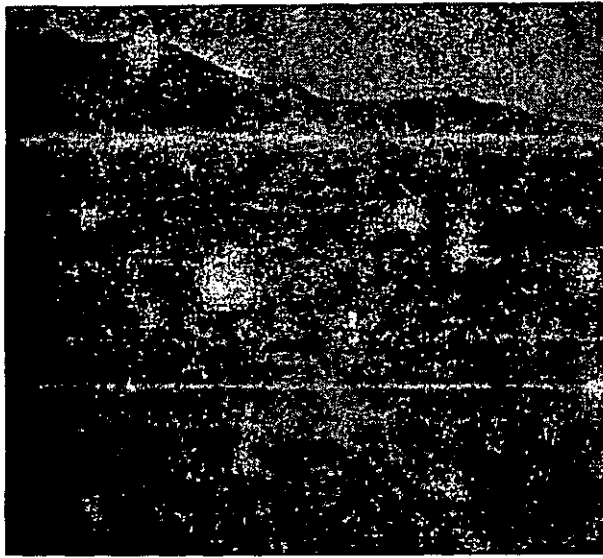
En realidad, una trinchera estabilizadora suele mejorar la estabilidad de un terraplén o de su terreno de cimentación de varias maneras.

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.

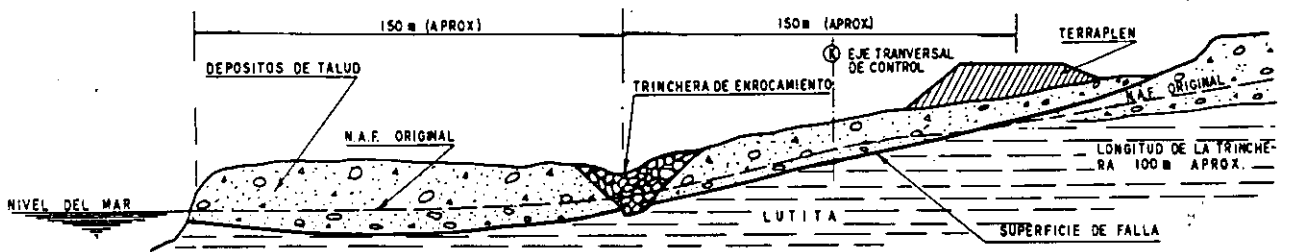
ra construida para estabilizar la falla del km 15 + 050 de la Autopista Tijuana-Ensenada, en el Noroeste de México (Ref. 30).

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.

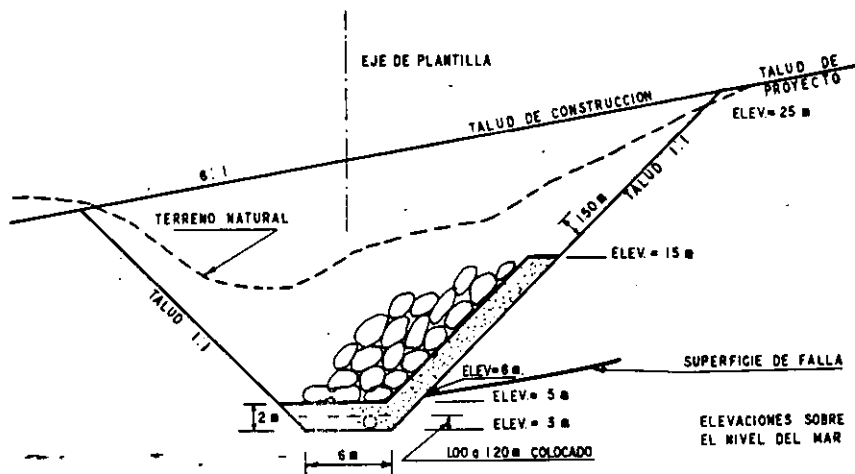
En el lugar existía una superficie de falla previamente formada que se desarrollaba en el contacto entre un depósito de talud y un estrato de lutitas. La parte a de la figura muestra esta situación, así como el nivel freático original, la ubicación del camino y la de la trinchera. Se optó por rellenar 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 rellenó 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, relleno 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-

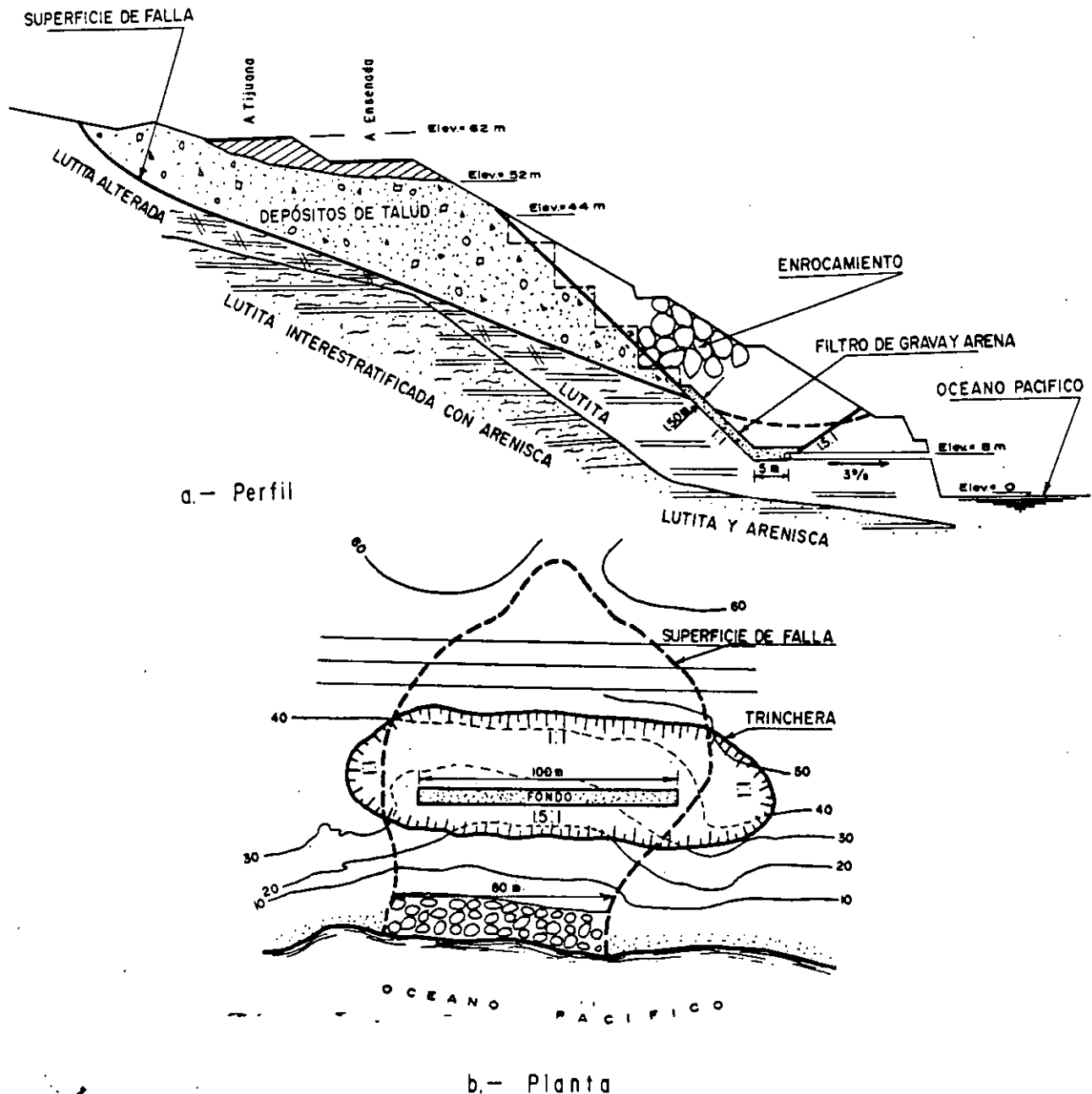
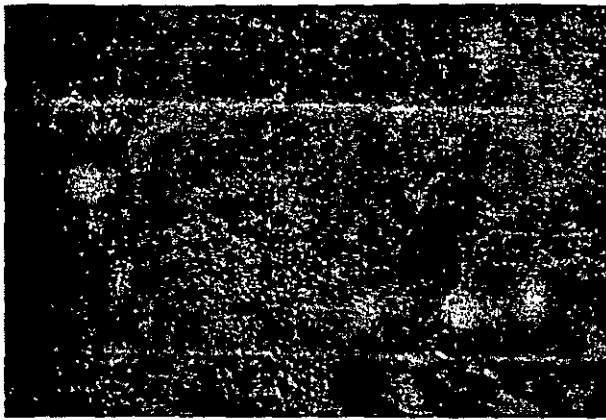


Figura VII-30. Respaldo de enrocamiento con funciones de trinchera estabilizadora, en la falla del km 20 + 400 de la autopista Tijuana-Ensenada, México (Ref. 30).



Construcción de una trinchera del tipo mostrado en la Figura VII-28 b.

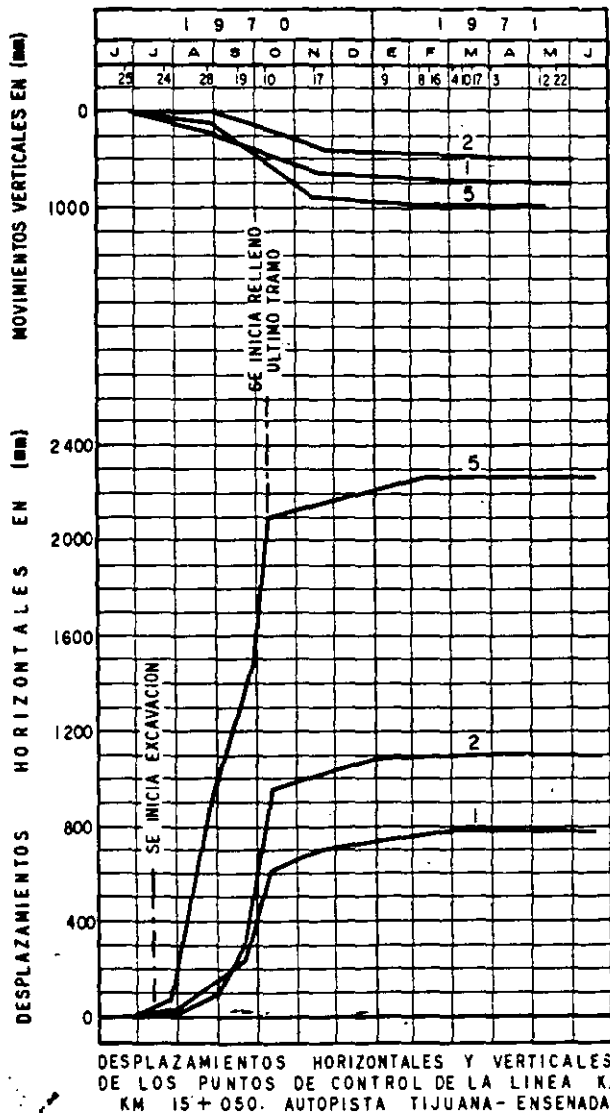


Figura VII-31. Comportamiento de la trinchera del km 15 + 050 de la autopista Tijuana-Ensenada, durante y después de la construcción (Ref. 30).

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  $\frac{k_f}{k_s} \cdot H$ , 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-

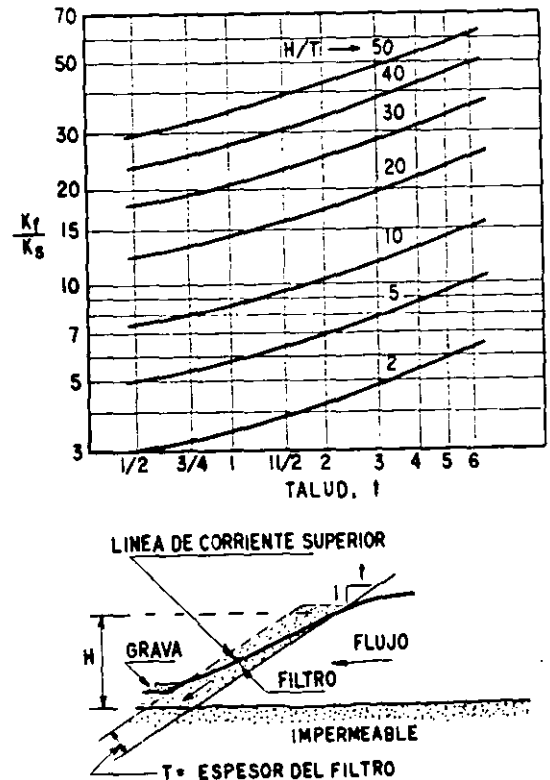
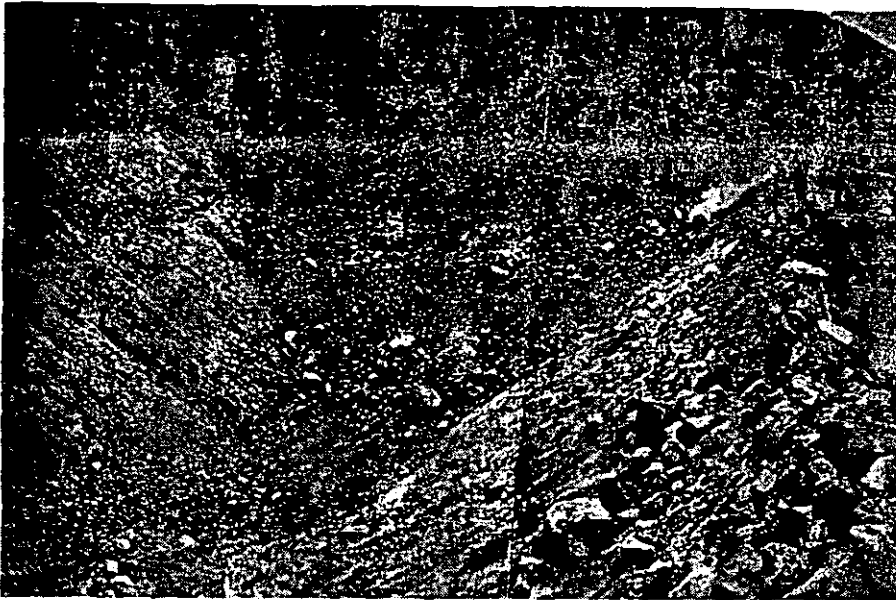
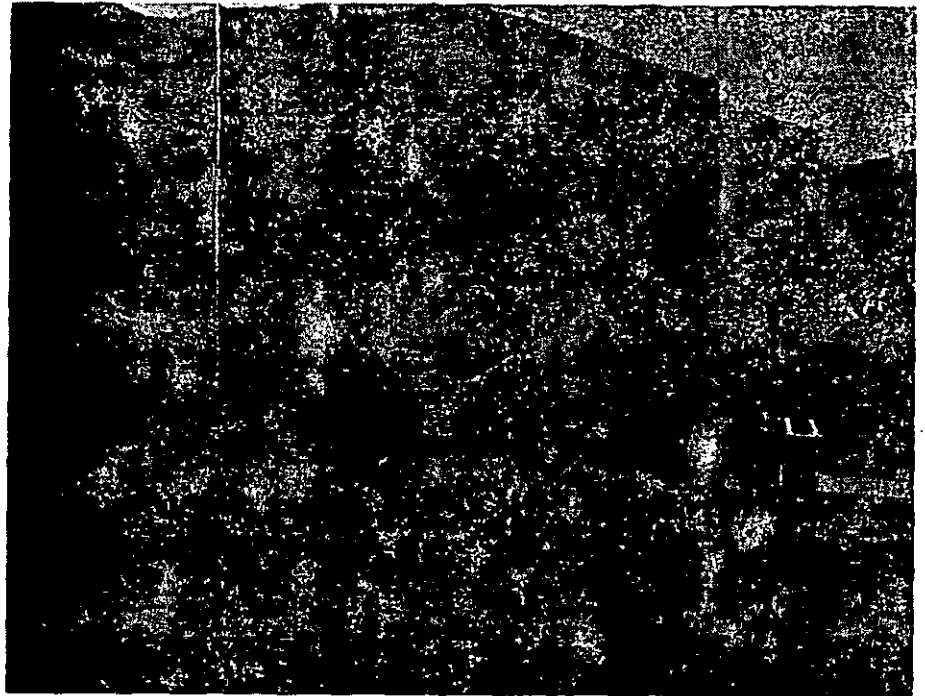


Figura VII-32. Requerimientos de filtros inclinados (Ref. 7).



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.

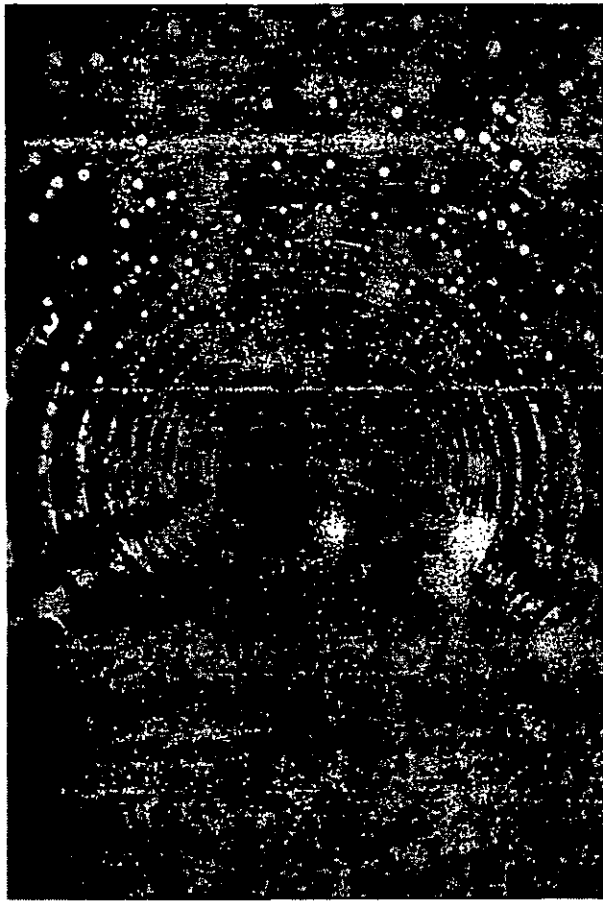
#### H. Galerías filtrantes

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:

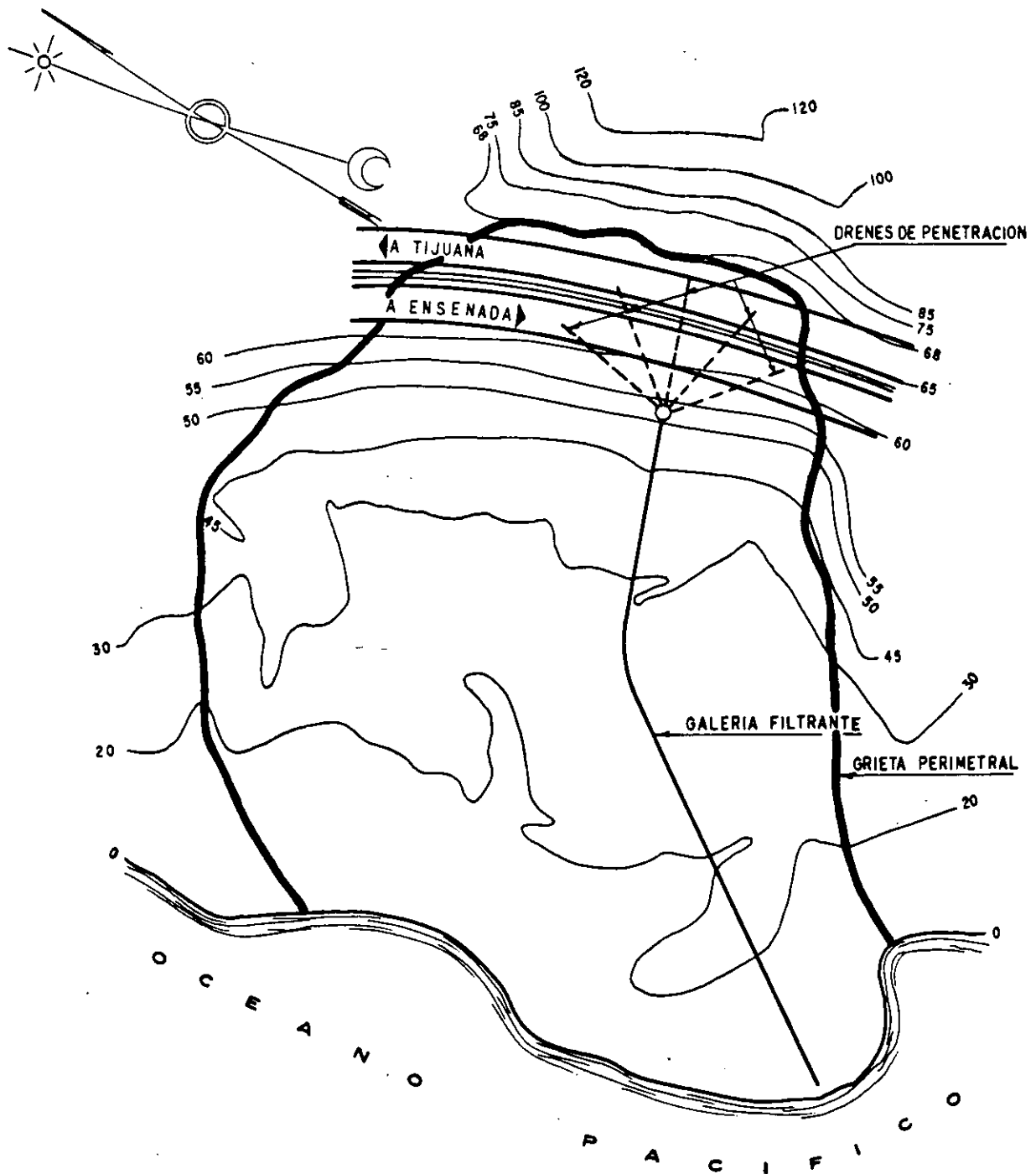


Figura VII-33. Planta de la galería filtrante construida en el km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

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

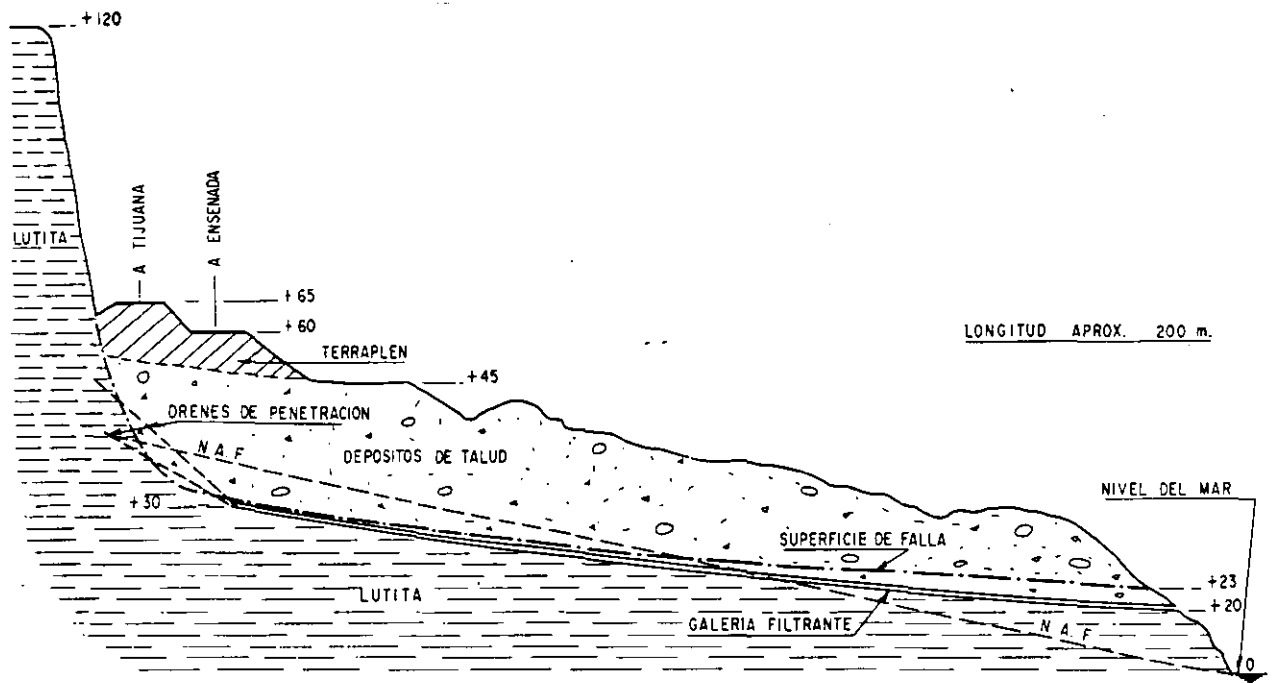


Figura VII-34. Perfil de la galería filtrante del km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

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

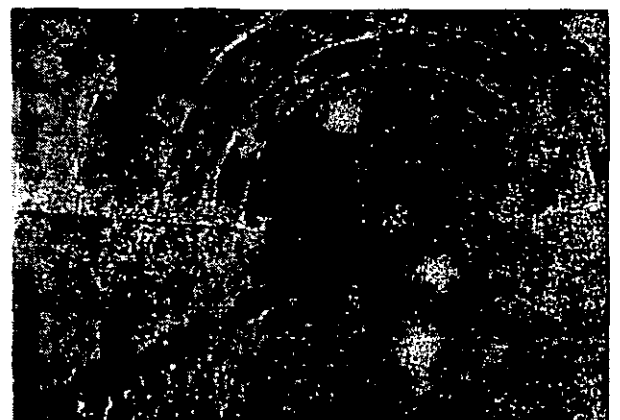
construyó para drenar la zona aparece dibujada en planta en la Fig. VII-36 y en perfil esquemático en la Fig. VII-38 (naturalmente en este sentido esta última figura no es fiel, pues la galería no se desarrolla exactamente sobre la sección de falla dibujada).

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.

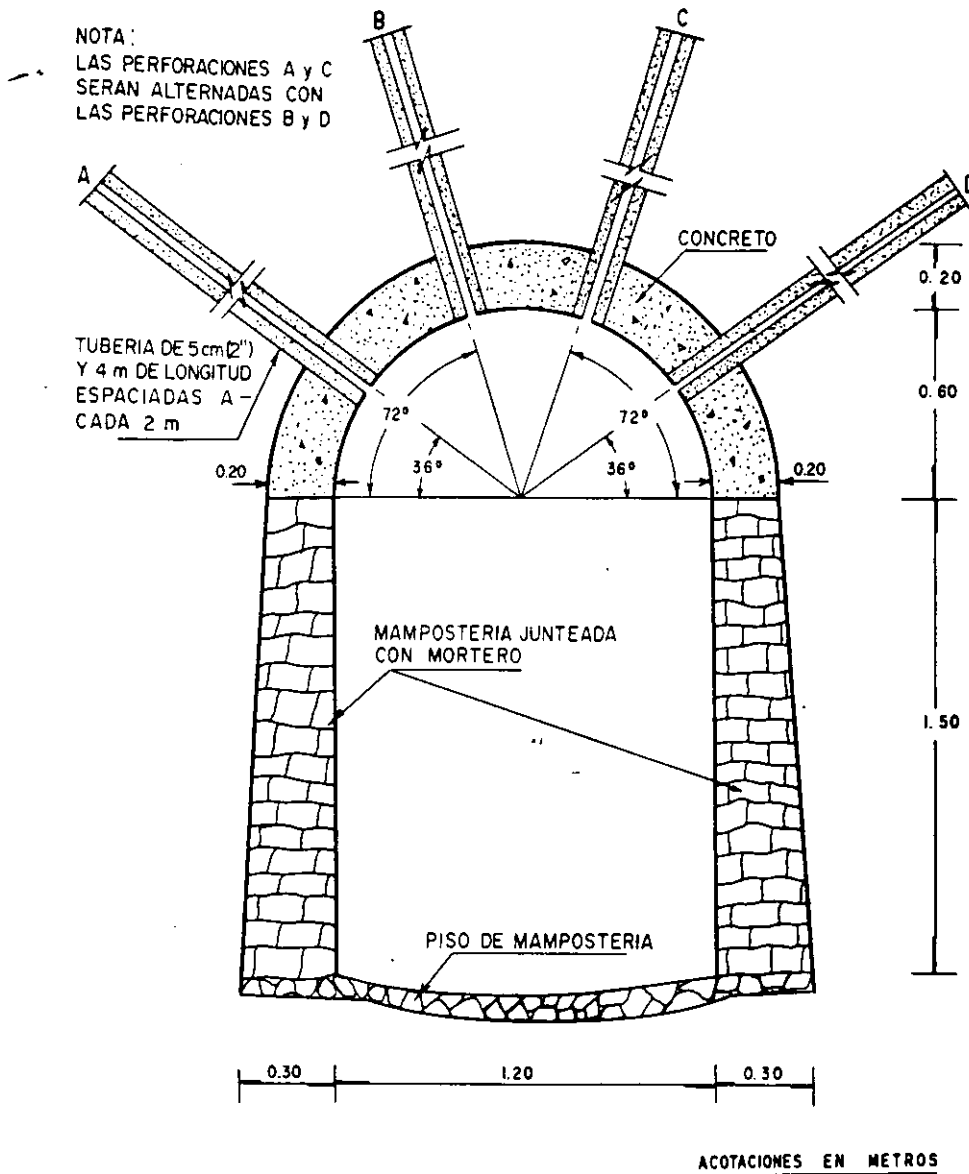


Figura VII-35. Sección transversal de la galería filtrante en el km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

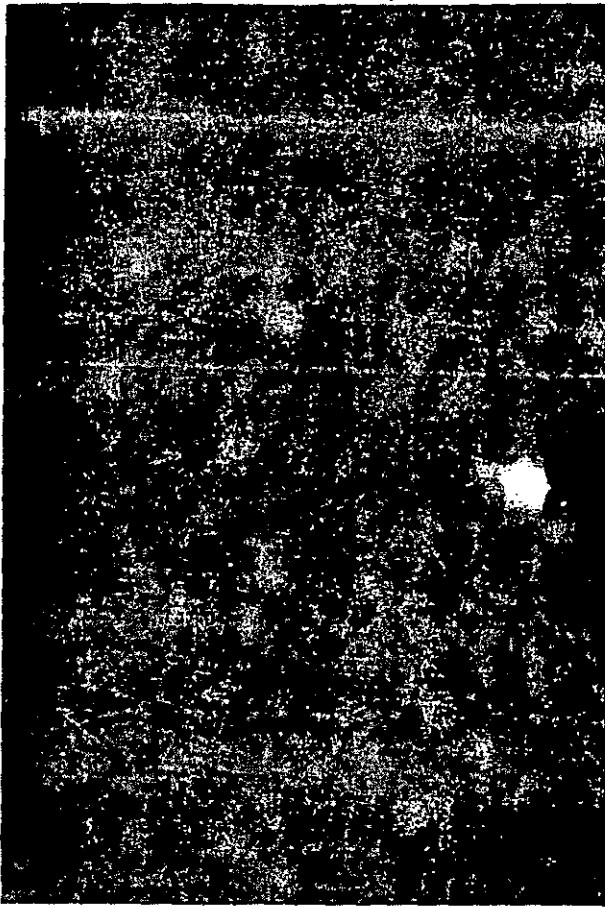
salta la influencia de los abanicos de drenes de penetración, sobre todo en las zonas próximas a la galería. En el momento presente (1973), el nivel freático parece estar próximo a una estabilización definitiva y los movimientos de la zona fallada se han detenido muy satisfactoriamente, según se hace 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 físicoquímica 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 de 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:

$$i = \frac{\Delta u}{h'_c} \quad (7-11)$$

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-

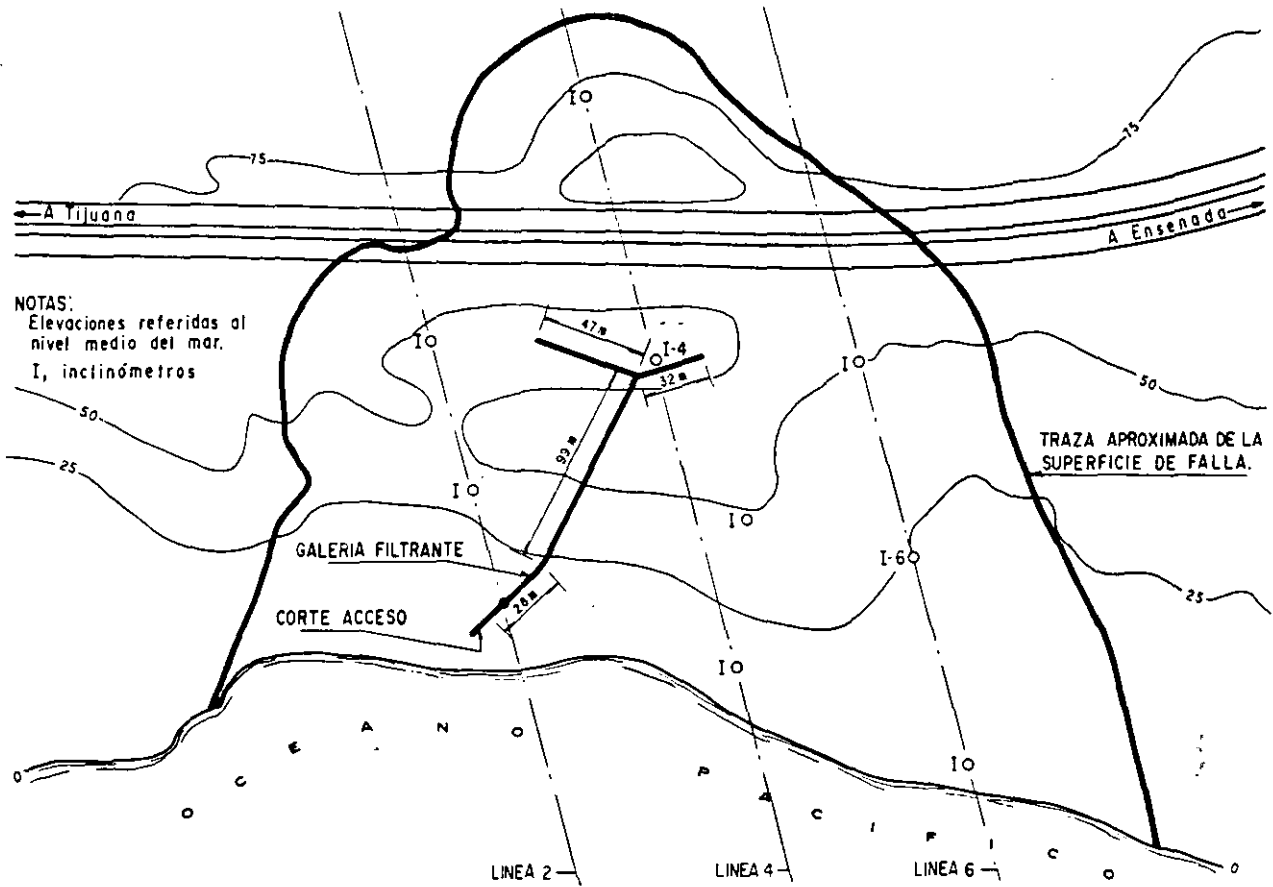


Figura VII-36. Planta de la galería filtrante del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

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.

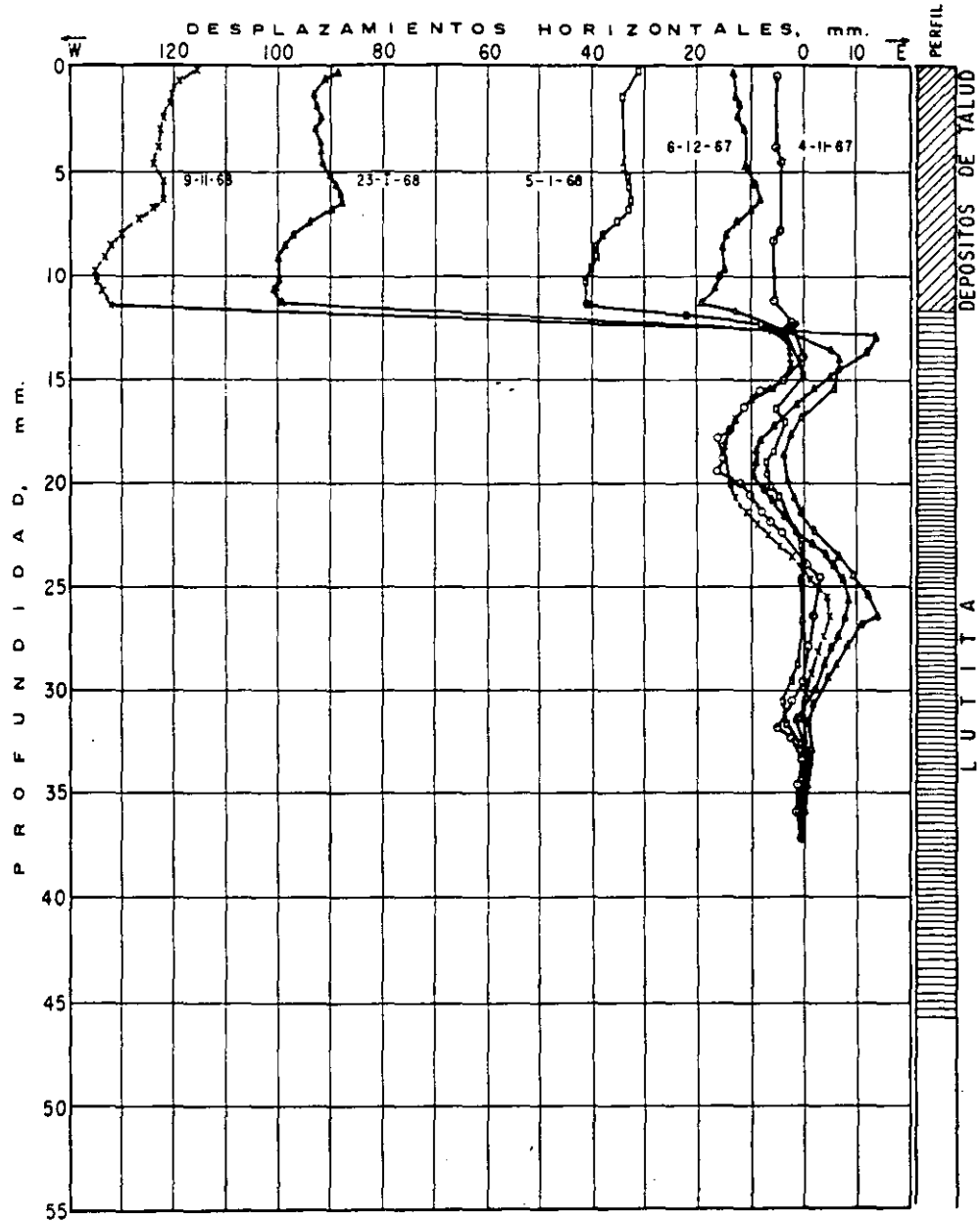


Figura VII-37. Posición de la superficie de falla dada por un inclinómetro. km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

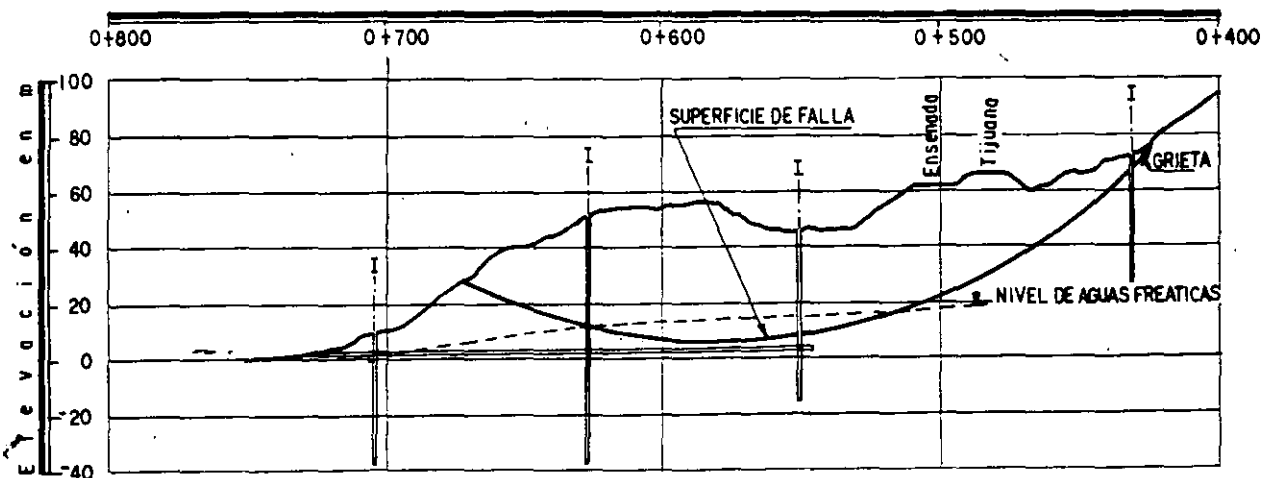


Figura VII-38. Perfil de la falla del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada, mostrando la galería filtrante (Ref. 30).

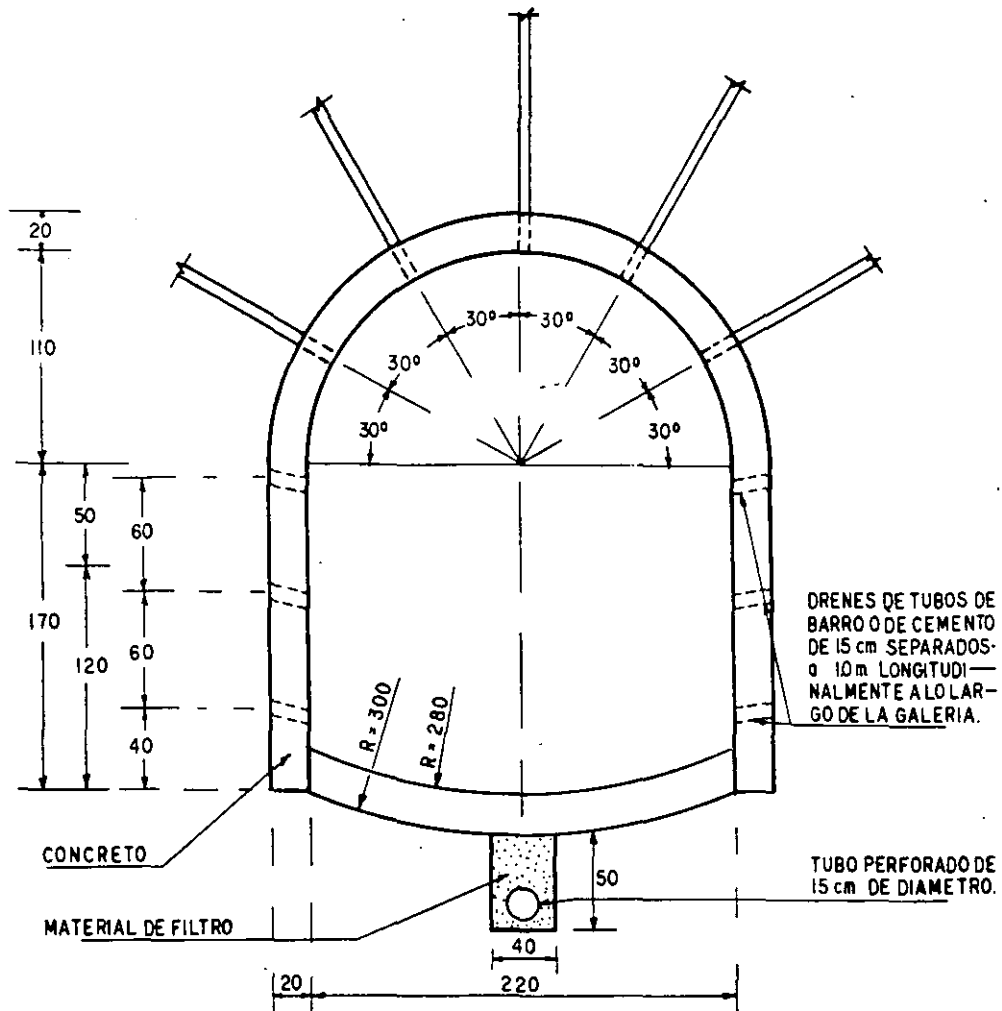


Figura VII-39. Sección de la galería filtrante del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

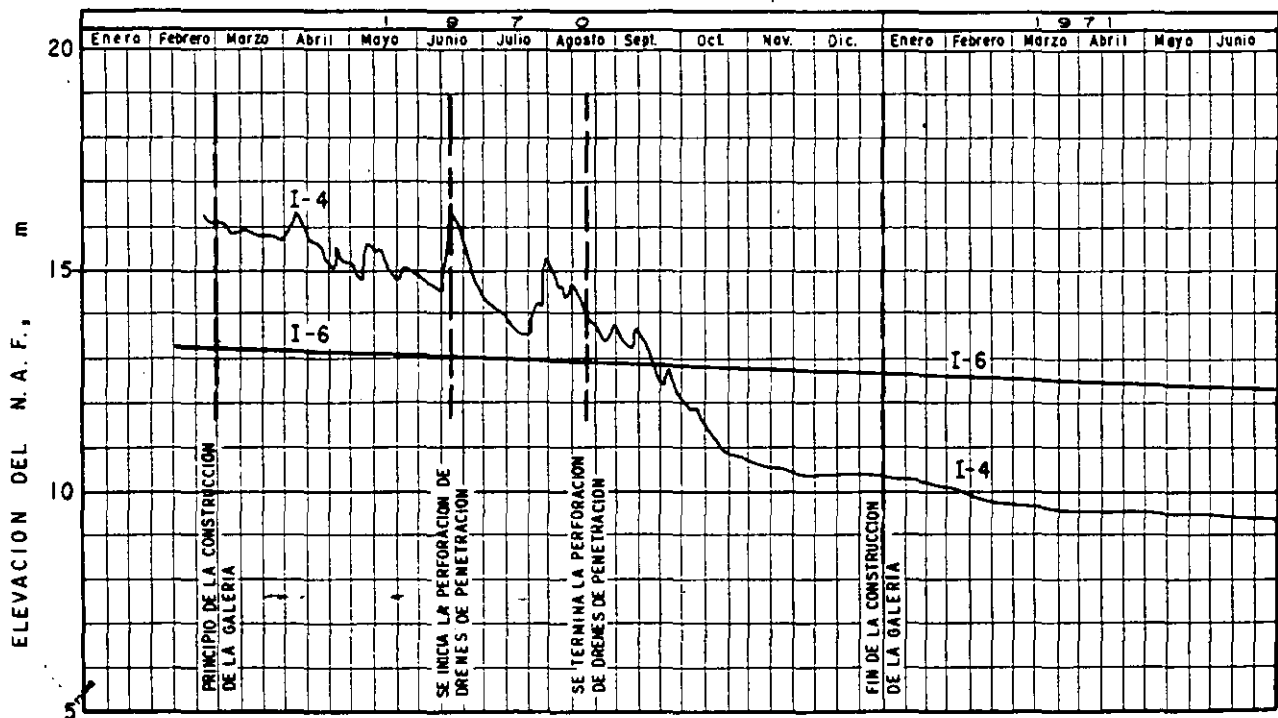
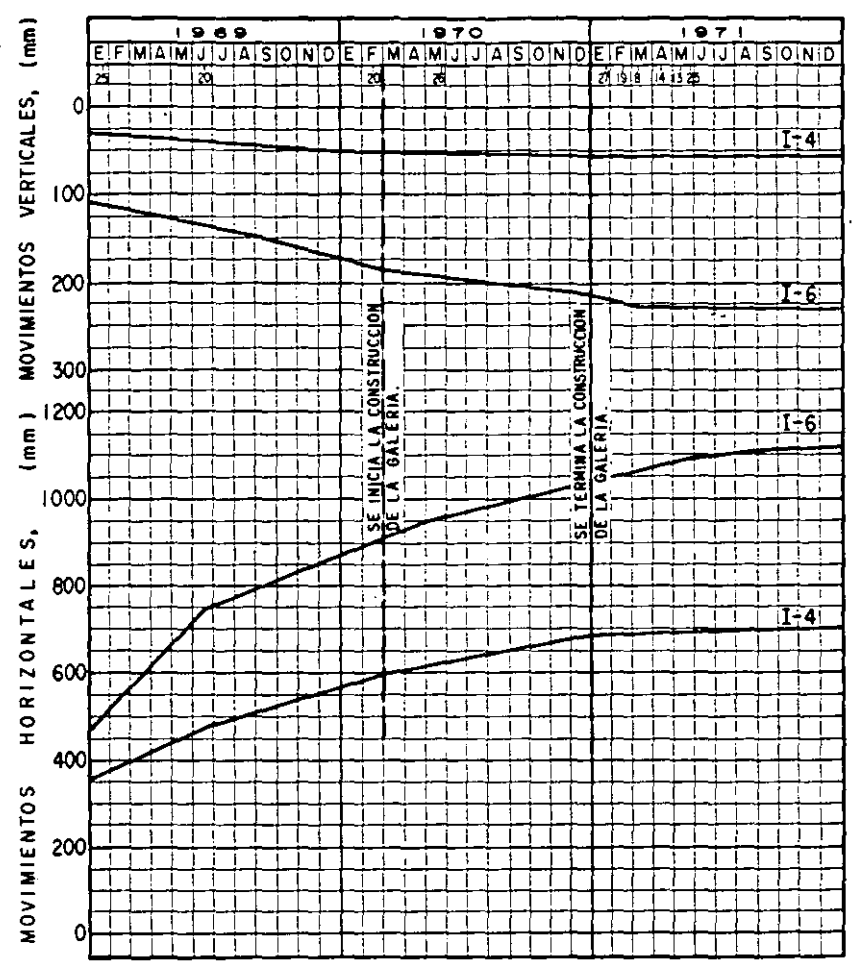


Figura VII-40. Variación del N. A. F. en la zona de falla del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

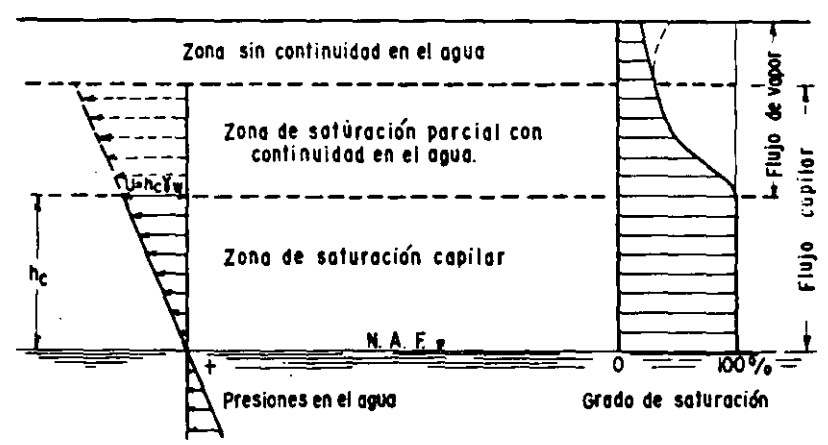




DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES DE LOS PUNTOS DE CONTROL DE LA LINEA C. Km. 15+500. AUTOPISTA TIJUANA—ENSENADA.

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 bajas del 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,

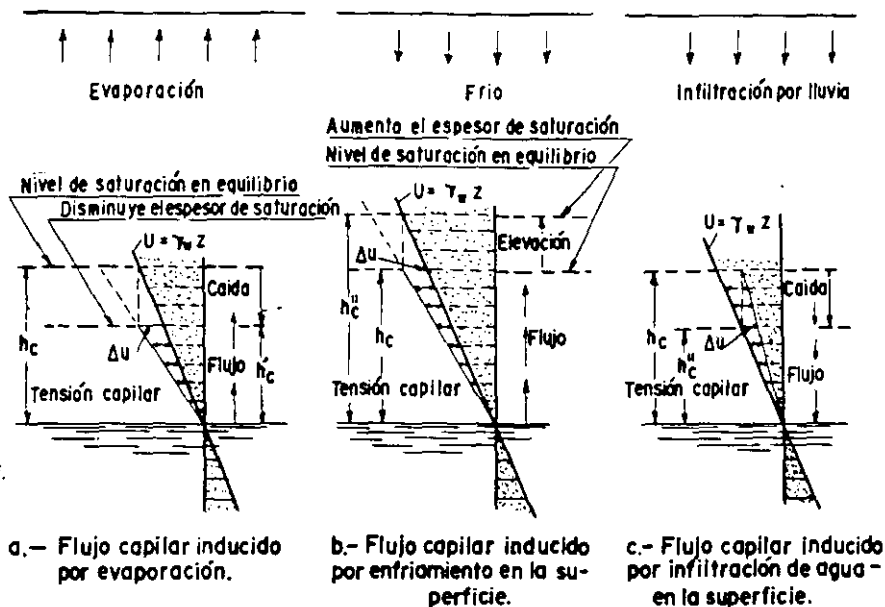


Figura VII-43. Casos de flujo capilar (Ref. 34).

a.- Flujo capilar inducido por evaporación.

b.- Flujo capilar inducido por enfriamiento en la superficie.

c.- Flujo capilar inducido por infiltración de agua en la superficie.

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.

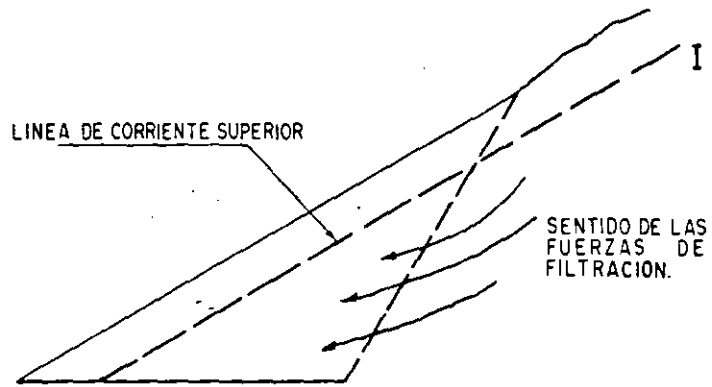
En la figura se supone que se ha practicado un corte en un terreno arcilloso cuyo nivel freático ocupaba la posición I; el solo hecho de practicar el corte ha introducido un cambio en la posición de dicha capa que pasará a la indicada por II. Independientemente, el corte abierto, en el que obviamente 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 encuentran 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

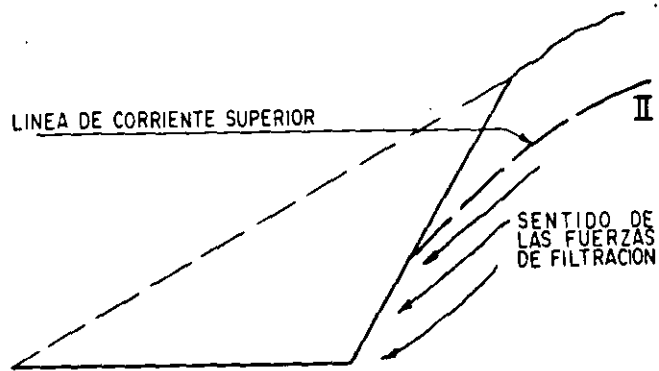
el agua, que han aumentado los esfuerzos efectivos en la masa de suelo al producir, como reacción, compresiones en la estructura mineral del mismo. Este efecto benéfico para la estabilidad del corte es independiente de la reorientación favorable de las fuerzas de filtración que el subdrén también produce.

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.

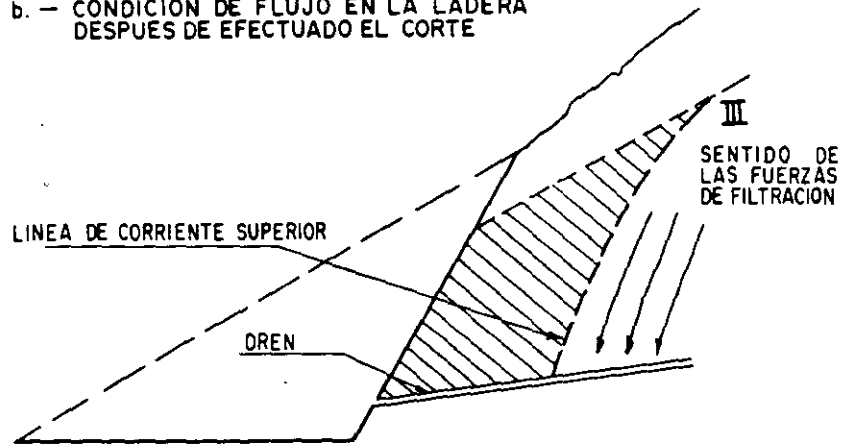
Las relaciones anteriores tienen su importancia sobre todo en la posibilidad de que lleguen a saturarse mantos de suelo en contacto o en proximidad al terreno natural tal como es el caso típico de los pavimentos. Una humedad relativa alta con un subsuelo arcilloso determinará la necesidad de que bases 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



a. — CONDICION DE FLUJO EN LA LADERA ANTES DE EFECTUAR EL CORTE



b. — CONDICION DE FLUJO EN LA LADERA DESPUES DE EFECTUADO EL CORTE



c. — CONDICION DE FLUJO EN LA LADERA DESPUES DE EFECTUADO EL CORTE Y COLOCADO EL SUBDREN TRANSVERSAL DE PENETRACION

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 reeditúan 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 éste, 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. A 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 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.

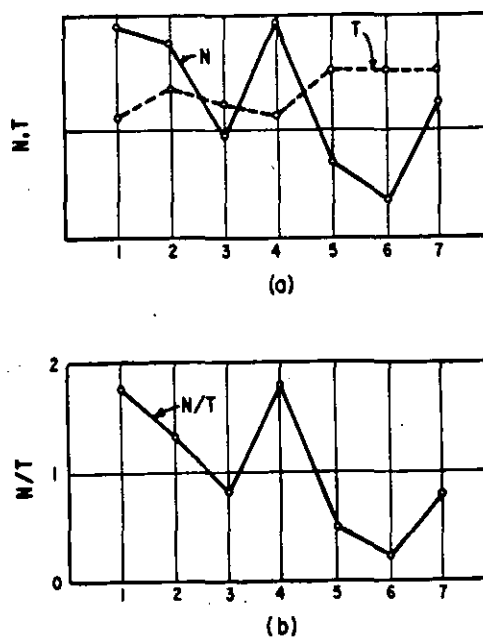


Figura VII-45. Comparación de las condiciones de estabilidad de taludes en varias condiciones (Ref. 23).

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 sustitución 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 sustitución 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 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.

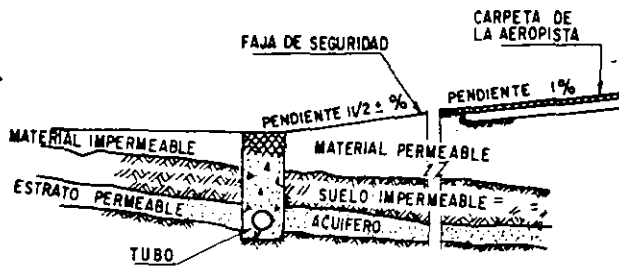


Figura VII-46. Subdrén interceptor.

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.

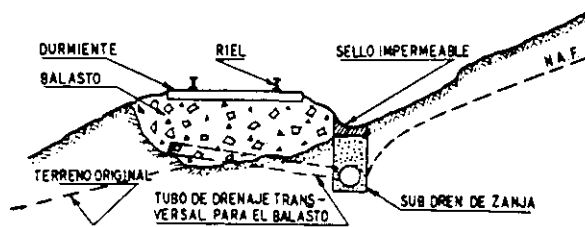
Los problemas de subdrenaje, en lo que se refiere a la protección de lo que por extensión podría llamarse superficie de rodamiento de la vía férrea afectan entonces, al subbalasto, a la subrasante y al cuerpo de las terracerías. En estos aspectos, el subdrenaje de una vía férrea no tiene por qué ser 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.

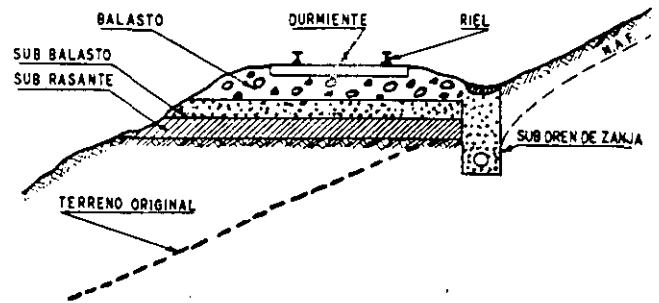
En lo que se refiere al subdrenaje para estabilización de laderas naturales y taludes, que al igual que en carreteras es el otro posible objetivo del subdrenaje en vías férreas, los problemas de ambos tipos de estructuras son evidentemente los mismos y así han de serlo las soluciones. Los requisitos 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.- Sub drenaje 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 subdrén y se muestran zonas húmedas, cuyo drenaje se logra con peines de zanjas rellenas de material filtrante y provistas de tubería perforada.

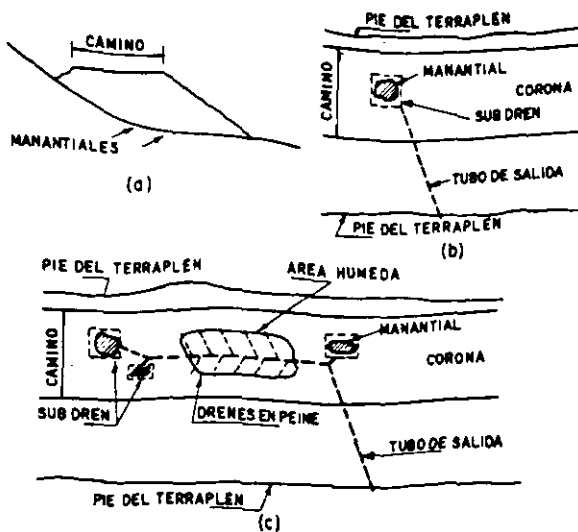


Figura VII-48. Instalaciones típicas para drenar manantiales (Ref. 38).

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 Cementaciones. 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**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

Del 19 al 21 de Octubre de 1994

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

**INSTRUMENTACION EN OBRAS VIALES**

M. en I. Gabriel Moreno Pecero  
Morelia, Mich.

## Instrumentación de campo

### XIII-1 INTRODUCCION

En el campo de la Mecánica de Suelos Aplicada son realmente escasos los problemas importantes en que el planteamiento y la resolución teóricos basten para obtener una solución tan satisfactoria, que deje al ingeniero libre de toda preocupación sobre el comportamiento posterior o sobre lo razonable y eficaz de sus presupuestos mentales; ello, a despecho de los innegables avances que la Mecánica de Suelos ha experimentado en las últimas décadas.

Se ha dicho (Ref. 1) que las diferencias entre la teoría y la realidad son más complejas en el ámbito de la Mecánica de Suelos Aplicada que en cualquier otra rama de la ingeniería civil. Esto es debido tanto a las complejidades del suelo como material de construcción, como al hecho de que con mucha frecuencia y aún en problemas importantes, el ingeniero ha de proceder con niveles de información por abajo del ideal conseguible, por razones de tiempo y de dinero. Estas dos circunstancias hacen que en los problemas de campo de la Mecánica de Suelos se trabaje efectivamente con grados de incertidumbre que suelen excluir toda posición de indiferencia o de excesiva tranquilidad en cuanto al comportamiento de las obras hechas o de las soluciones adoptadas en un caso particular dado.

Por todo ello, se ha desarrollado mucho en los últimos años la tendencia a observar el comportamiento de las obras, midiendo los aspectos que se consideren esenciales para definirlo a lo largo de la vida útil. Tales observaciones, cuando se realizan e interpretan bien, no sólo permiten establecer el comportamiento de una estructura y la evolución de sus condiciones de estabilidad o de servicio, sino que también permiten verificar toda la concepción de su proyecto, así como el cumplimiento, en el caso particular de que se trate, de las teorías de que se haya hecho uso en dicho proyecto; de esta manera, la observación de prototipos cumple un cometido que va más allá de obtener información sobre la estructura objeto de las

mediciones y se convierte en un poderoso medio para verificar el cumplimiento de las concepciones teóricas en la realidad de las obras. Esta verificación pocas veces está al alcance del ingeniero y su importancia no puede pasar inadvertida para todo el que no tenga de la ingeniería una visión rígida y dogmática; vale decir, para todo el que comprenda que las teorías y concepciones ingenieriles son, en el mejor de los casos, imperfectos intentos de explicar el comportamiento de la naturaleza, que siempre opera a una escala de complejidad que, hasta ahora, ha resultado superior a la capacidad de comprensión del talento humano.

Pero la potencia de las observaciones y mediciones de campo, seguidas de la correspondiente interpretación, se revela aun mayor de lo que han indicado los párrafos precedentes, si se considera la posibilidad de que surjan nuevas concepciones teóricas o nuevos métodos constructivos, al analizar la información que se haya adquirido. Desde este punto de vista, las observaciones de campo se convierten en un poderoso método de investigación experimental, capaz de abrir



Un testimonio dramático de la necesidad de la instrumentación de campo en las vías terrestres. Vista panorámica de una parte de la zona conflictiva que en su día mostró la carretera Tijuana-Ensenada.

nuevos horizontes y de contribuir al progreso de la Mecánica de Suelos.

En las vías terrestres se satisfacen plenamente los estados iniciales de incertidumbre que justifican la necesidad de realizar observación de campo sobre las estructuras construidas y las soluciones adoptadas. Sin embargo, estas técnicas se han venido empleando en las vías terrestres mucho menos de lo que es común en otros campos de la Mecánica de Suelos Aplicada, como por ejemplo, en el de las presas de tierra. Esto es debido, en primer lugar y es justo y necesario confesarlo, al hecho de que muchos ingenieros que ejercen su actividad en las vías terrestres consideran estas técnicas excesivamente refinadas, costosas y no necesarias para la consecución de una buena obra; de esta manera, se resisten a invertir tiempo y dinero en la observación de prototipos y ello independientemente de que las cantidades requeridas son siempre fracciones insignificantes del costo total de la vía terrestre de que se trate. Es innegable que otros ingenieros que ocupan posiciones de análoga responsabilidad en otras ramas de la ingeniería, tales como las presas, insistiendo en el ejemplo, están más dispuestos, por convencimiento científico o por costumbre, a aceptar la realización de esfuerzos importantes en la observación de prototipos, al grado en que puede decirse que ésta se ha hecho rutinaria en las presas de cierta importancia.

Existe una segunda razón para que las observaciones de comportamiento en el campo se realicen en las vías terrestres menos que en otras obras. Esta segunda razón radica en el hecho de que es inútil realizar el más amplio programa de observación y mediciones en un caso en que no se tenga información previa geológica y de Mecánica de Suelos al mismo nivel y los casos en que los ingenieros de vías terrestres alcanzan una elevada densidad de información geotécnica en un problema específico son relativamente escasos, tal como se ha comentado en diversas ocasiones en páginas anteriores de esta obra. Así, el



Una vista panorámica de la zona conflictiva de la autopista Tijuana-Ensenada. Ilustra la interacción entre la Geología y los problemas de la Ingeniería Civil, que muchas veces genera la necesidad de instrumentación de campo.

ingeniero de vías terrestres no alcanza usualmente en sus problemas de rutina la concentración de estudio que permita pensar en o justifique el empleo de la observación del comportamiento estructural en el terreno. Seguramente esto no se refiere a una situación indebida, pues ya se ha dicho que las vías terrestres, con excepción de los aeropuertos, han de estudiarse con menor concentración de información que otras obras; esta es una condición incluídible, impuesta por sus mismas características. Los menores niveles de información condicionan la imposibilidad práctica de realizar una interpretación adecuada en las observaciones hechas en casos de rutina.

Lo anterior, más la indudable existencia de problemas importantes de resolución incierta en las vías terrestres, en la que se insiste una vez más, condiciona la norma de conducta que parece conveniente en este tipo de obras. De ningún modo debe ser excluida la observación del comportamiento de estructuras térreas y soluciones en el campo, en el ámbito de las carreteras y las vías férreas, pero la naturaleza especial de estas obras hará que estos métodos se circunscri-



Otra vista de una zona de la autopista Tijuana-Ensenada, en la que fue posible resolver serios problemas de inestabilidad con programas de instrumentación de campo. La fotografía ilustra adecuadamente la relación entre las circunstancias geológicas y los problemas ingenieriles propiamente dichos.

En a casos realmente importantes, fuera de la rutina tanto por el nivel de estudios en ellos realizados, como por las consecuencias de un fracaso. De esta manera, las técnicas de observación de campo deberán perfeccionarse cuidadosamente en su utilización, no cayendo nunca en casos de interpretación difícil, por falta de información geotécnica general previa, ni en una excesiva multiplicación de lo que ha de observarse y medirse, pues no hay que olvidar que el riesgo más obvio de un programa de observaciones a muy largo plazo, durante la dilatada vida útil de una estructura o una importante fracción de ella, pudiera ser el abandono del programa de mediciones, riesgo tanto mayor en la práctica, cuanto mayor sea el número de obras que han de controlarse.

Independientemente de que se reconozca que las observaciones de campo contribuyen al esclarecimiento del conocimiento actual en Mecánica de Suelos y a su eventual avance, el ingeniero de vías terrestres deberá siempre justificar el costo de un programa de observaciones y mediciones en términos de las necesidades específicas del proyecto que le preocupe; lo demás, deberá considerarlo beneficio marginal.

Las mediciones de campo para verificación de comportamiento estructural se realizan haciendo uso de equipos e instrumentos cada día más diversificados. Esta característica da su nombre a la técnica de observación, que se ha denominado genéricamente Instrumentación de Campo, en el sentido de que las estructuras térreas se "instrumentan" con todo un conjunto de equipos de medición, que permiten conocer la evolución de las características mecánicas más relevantes, de los movimientos de significación y, en general, de las condiciones de estabilidad a lo largo del tiempo.

En las vías terrestres dos son los problemas típicos que demandan instrumentación de campo. En primer lugar todos los aspectos conectados con la construcción de terraplenes sobre suelos blandos y compresibles, para apreciar los asentamientos, su evolución con el tiempo y los cambios en las condiciones de estabilidad. En segundo lugar, los problemas conectados con la estabilidad de laderas naturales y taludes que muestren movimientos sobre lo que se dé a sospechar como una superficie de falla ya formada; en este caso, el establecimiento de como ocurren los movimientos de las masas involucradas es un requisito fundamental para establecer cualquier solución con visos de éxito.

Los túneles son otra estructura de las vías terrestres que muy frecuentemente ha de ser instrumentada, para establecer los mecanismos de empuje, siempre inciertos. Los problemas de empuje de tierras sobre muros y ademas también figuran entre aquellos a los que se aplican estos métodos con cierta frecuencia.

En este capítulo se describirán someramente los procedimientos de instrumentación más en boga, los equipos disponibles para ejecutar el trabajo y se dis-

cutirán brevemente las principales conclusiones que es posible obtener de un programa de instrumentación y mediciones. En algunos casos se hará referencia a trabajos de instrumentación importantes que se han realizado en diversas obras viales del país, en trabajos a cargo de la Secretaría de Obras Públicas.

Como comentario final, cabe hacer uno de índole operativa. Un programa de instrumentación, sean cuales fueren sus fines, debe concebirse y establecerse dentro del marco general del proyecto, como una pieza más del conjunto; probablemente, estará inclusive interaccionado con el proyecto, en el sentido de que los resultados que vayan teniéndose del programa de mediciones en las primeras etapas de la construcción podrán servir para auspiciar cambios en el propio proyecto. Un programa de instrumentación concebido a posteriori y fuera del proyecto, nunca rinde sus frutos por completo e inclusive puede resultar inútil o imposible de realizar.

### XIII-2 INSTRUMENTACION EN TERRAPLENES CONSTRUIDOS SOBRE SUELOS BLANDOS

En términos generales la instrumentación de los terraplenes que se construyen sobre terrenos blandos y compresibles persigue alguno o algunos de los siguientes objetivos:

- La medición de los asentamientos.
- La evolución de las presiones de poro bajo el terraplén, para conocer tanto la evolución del fenómeno de consolidación del terreno natural, como la del factor de seguridad.
- Los desplazamientos horizontales del terreno natural.
- Los esfuerzos verticales ejercidos por el terraplén sobre el terreno natural y su distribución con la profundidad.
- La evolución general de la resistencia del terreno natural.

A continuación se harán algunos comentarios sobre cada una de estas mediciones.

#### A. Mediciones de los asentamientos

##### A-1. Nivelaciones superficiales

El método más obvio y sencillo para conocer los asentamientos de un terraplén es el colocar una serie de puntos estables distribuidos en su superficie y nivelarlos periódicamente. Cuando el terraplén cuyos asentamientos se miden está pavimentado con asfalto o con concreto puede bastar la colocación de una serie de clavos, para señalar los puntos por nivelar; en obras cuya superficie sea de tierra podrá convenir

enterrar en el suelo un pequeño dado de concreto, en cuyo centro se haya colocado un tubo u otro indicador que sobresalga ligeramente del terreno.

El punto más delicado de las operaciones de nivelación estriba en la elección del punto de referencia fijo, que no participe para nada de los movimientos del terraplén. Muchas veces este punto ha de estar situado a distancias muy grandes del terraplén por medir, pues es frecuente que las planicies que forman los suelos blandos y compresibles sufran movimientos superficiales de importancia, por ejemplo por bombeo con fines de explotación agrícola u otras causas, de manera que la referencia fija también ha de colocarse fuera de la influencia de estos movimientos. Los cerros y elevaciones que pueda haber en las cercanías de la obra por medir pueden proporcionar buenos puntos de referencia; otras veces podrán quizá localizarse estructuras inmóviles, por ejemplo, por estar cimentadas sobre pilotes de punta que lleguen más abajo que los estratos consolidables y estén sobre apoyos realmente firmes. En otras ocasiones podrá conseguirse la referencia fija hincando un tubo a través de los suelos blandos, hasta apoyarlo en mantos rocosos o firmes; en este caso deberá tenerse la precaución de dotar al tubo hincado de una camisa de ademe exterior, que pueda absorber la fricción negativa que llegue a presentarse (Ref. 2).

Una vez establecida la referencia fija, absolutamente inmóvil, convendrá siempre fijar otra referen-

cia directamente sobre la superficie del terreno natural, en las cercanías del terraplén por medir, a una distancia del orden de 100 m de él. Esta segunda referencia, probablemente móvil, tendrá la doble finalidad de servir como base de nivelación para los puntos situados sobre el terraplén y de detectar los eventuales movimientos superficiales que tenga el terreno de cimentación por causas diferentes a la presencia del terraplén. Una constante referenciación del banco de nivel móvil respecto al fijo proporcionará los elementos necesarios para realizar la corrección que haya de hacerse en los movimientos verticales de los puntos sobre el terraplén, a causa de



Vista de un terraplén de prueba instrumentado.

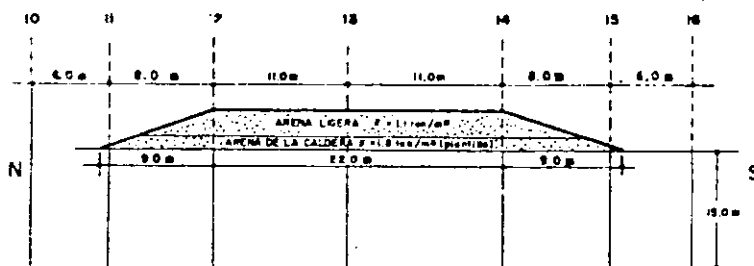
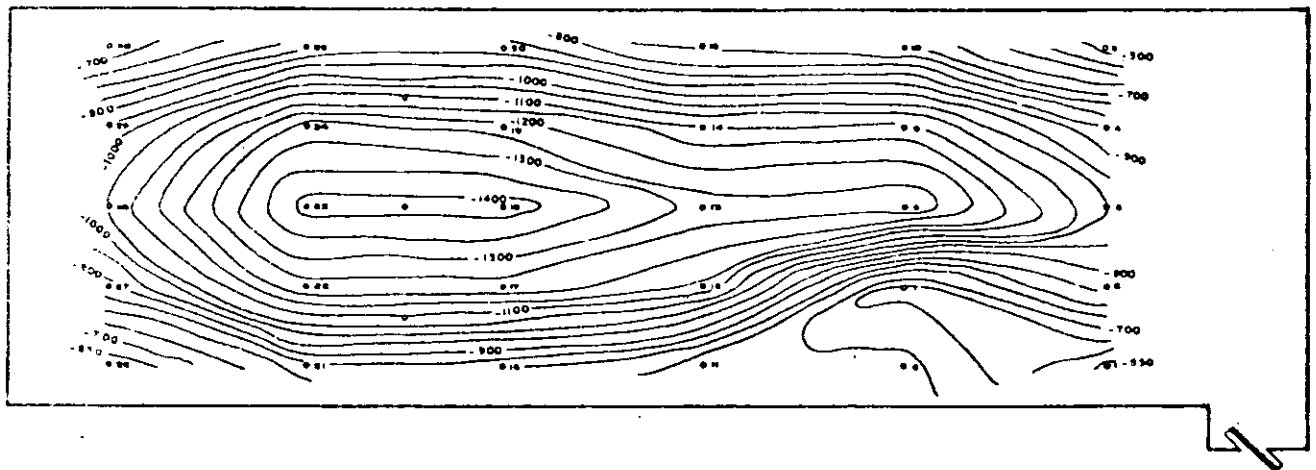


Figura XIII-1. Curvas de igual asentamiento en un terraplén sobre terreno blando. Terraplén de prueba sobre el Lago de Texcoco.



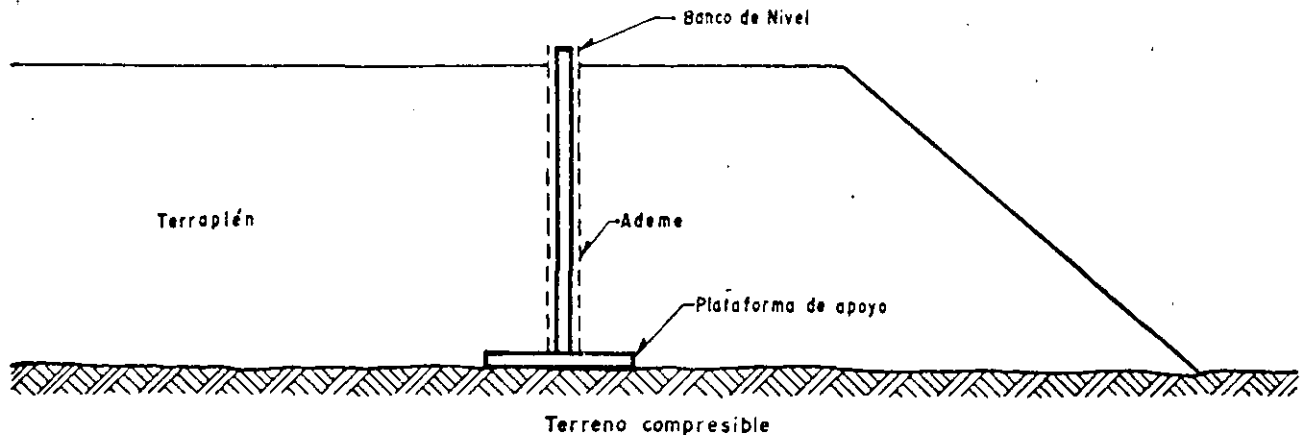


Figura XIII-2. Un banco de nivel para control de asentamientos por nivelación superficial.

cualquier movimiento zonal que pudiera tener la superficie del terreno de cimentación.

Será preciso emplear técnicas de nivelación de precisión, con aparatos que sean capaces de detectar desniveles alejados un kilómetro, con errores no mayores de un milímetro, en más o en menos.

La técnica más apropiada para la colocación de los bancos de nivel sobre el terraplén es una cuadrícula no suficientemente cerrada como para permitir el trazado preciso de curvas de igual hundimiento, es como las que se muestran en la Fig. XIII-1, que corresponde a un terraplén de prueba construido por la Secretaría de Obras Públicas de México para obtener información sobre el comportamiento de una autopista en proyecto a través del Lago de Texcoco, en las cercanías de la Ciudad de México; las características de este suelo han sido presentadas en la Fig. VI-60 del volumen I de esta obra.

En el caso del terraplén de prueba mencionado, la instrumentación se planeó, como es lógico, antes de la construcción y los bancos de nivel sobre el terraplén están en realidad situados entre la base del mismo y el terreno natural, en una placa de concreto de 40 x 40 cm, en cuyo centro se dispuso un tubo que se hizo crecer a medida que aumentaba la altura de construcción del terraplén. Este tubo puede ademarse para protegerlo durante los procesos de deformación. En la Fig. XIII-2 se muestra un esquema del banco que se utilizó en este caso.

Una colocación de bancos como la de la Fig. XIII-2 tiene algunas ventajas de interés. Por ejemplo, las nivelaciones posteriores dan automáticamente una imagen muy precisa del perfil de incrustación del terraplén en el terreno natural, lo cual es útil. Los bancos más superficiales, sobre el terraplén, incluyen en sus movimientos los del propio terraplén. Por otro lado, si existen estos movimientos en el propio terraplén este es alto (más de 4 ó 5 m), se desarrollará fricción negativa en el vástago o tubo del dispositivo y la placa de base podrá hundirse por tal sobrecarga, leyéndose asentamientos mayores que los que hayan tenido lugar; en tales casos convendrá ademar el vástago del banco de nivel.

### A-2. El torpedo medidor de asentamientos

En este sistema de medición se sitúa en una perforación previa un tubo especial formado con tramos unidos por coples exteriores, que permiten juego telescópico de los tramos, los que pueden ir juntándose uno a otro a medida que los arrastra el enjuntamiento

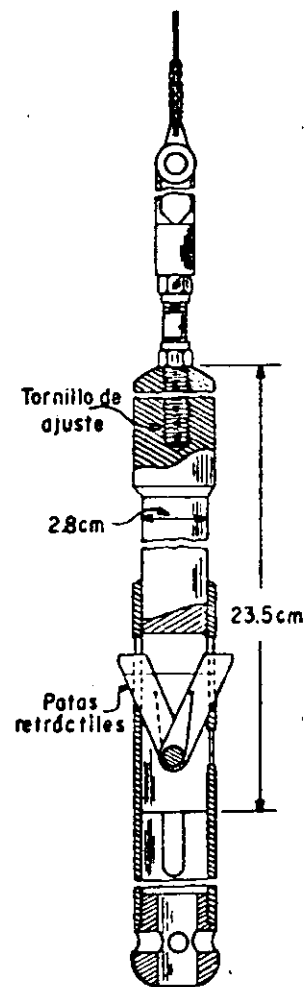


Figura XIII-3. El torpedo para medir asentamientos (Ref. 1).

del terreno que los rodea y contiene (Ref. 3); así, varía la longitud aparente del sistema de tubos, que debe haberse colocado cubriendo todo el espesor cuyo asentamiento se desea medir y varían también las distancias entre los pequeños escalones que se marcan interiormente en el contacto entre un tramo de tubería y el cople correspondiente.

Un instrumento medidor, denominado torpedero (Fig. XIII-3) es introducido por el interior de la tubería y está provisto de un sistema de pequeñas patas extensibles, que señalan el momento en que se produce un cambio brusco en el diámetro de la tubería; es decir, cada vez que se llega a uno de los pequeños escalones entre tubo y cople a que se ha hecho referencia. Así, es posible conocer desde la superficie, la posición relativa de los escalones y deducir los asentamientos habidos al comparar éstas con la inicial.

Los tramos de la tubería suelen ser de 3 m o de la mitad de ese valor.

Este dispositivo tiene la gran ventaja de que no sólo permite conocer los asentamientos en la superficie o cerca de ella, sino también a diferentes profundidades dentro del suelo que se asienta, obteniéndose perfiles de asentamiento como los que se mostraron en la Fig. VI-44 del Volumen I de esta obra, que corresponden a los mismos terraplenes de prueba mexicanos, que ya se mencionaron. Repitiendo lecturas de tiempo en tiempo puede tenerse la evolución de los asentamientos con el tiempo, también a las diferentes profundidades.

### A-3. Medidores de celda

La técnica francesa (Ref. 4) ha desarrollado un medidor de asentamientos, cuyo principio se esquematiza en la Fig. XIII-4.

Una celda de plástico, de 9.5 cm de espesor y 17 cm de diámetro se coloca bajo el terraplén, en el lugar en que se desean medir los asentamientos. La celda está parcialmente llena de un líquido (generalmente agua). A una distancia fuera de la influencia de los asentamientos del terraplén se coloca una base fija, sobre la que se instala un tablero de medición que tiene un dispositivo para aplicar presión con gas carbónico y un manómetro de mercurio que controla la presión del líquido dentro de la celda, tal como se comunica por medio del gas carbónico; en el mismo tablero se recibe otra línea de tubo proveniente de la celda e instalada al lado de una escala vertical  $T$ , de manera que cualquier presión aplicada por el gas carbónico se comunica al líquido en la celda y lo hace pasar a la línea de comunicación entre la celda y el tubo vertical  $T$ , hasta una cierta altura en su escala. En tales condiciones, supóngase que se aplica una presión  $p$  al líquido de la celda, con la cual éste asciende en la escala  $T$  hasta la altura  $T_1$ ; al cabo de un cierto tiempo, dentro del programa de mediciones se aplicará la misma presión,  $p$ , al líquido de la celda, pero ésta se habrá asentado una cantidad  $\Delta H$ ; correspondientemente, el líquido en la escala  $T$  sólo subirá hasta la altura  $T_2$ , siendo la diferencia  $\Delta H$ .

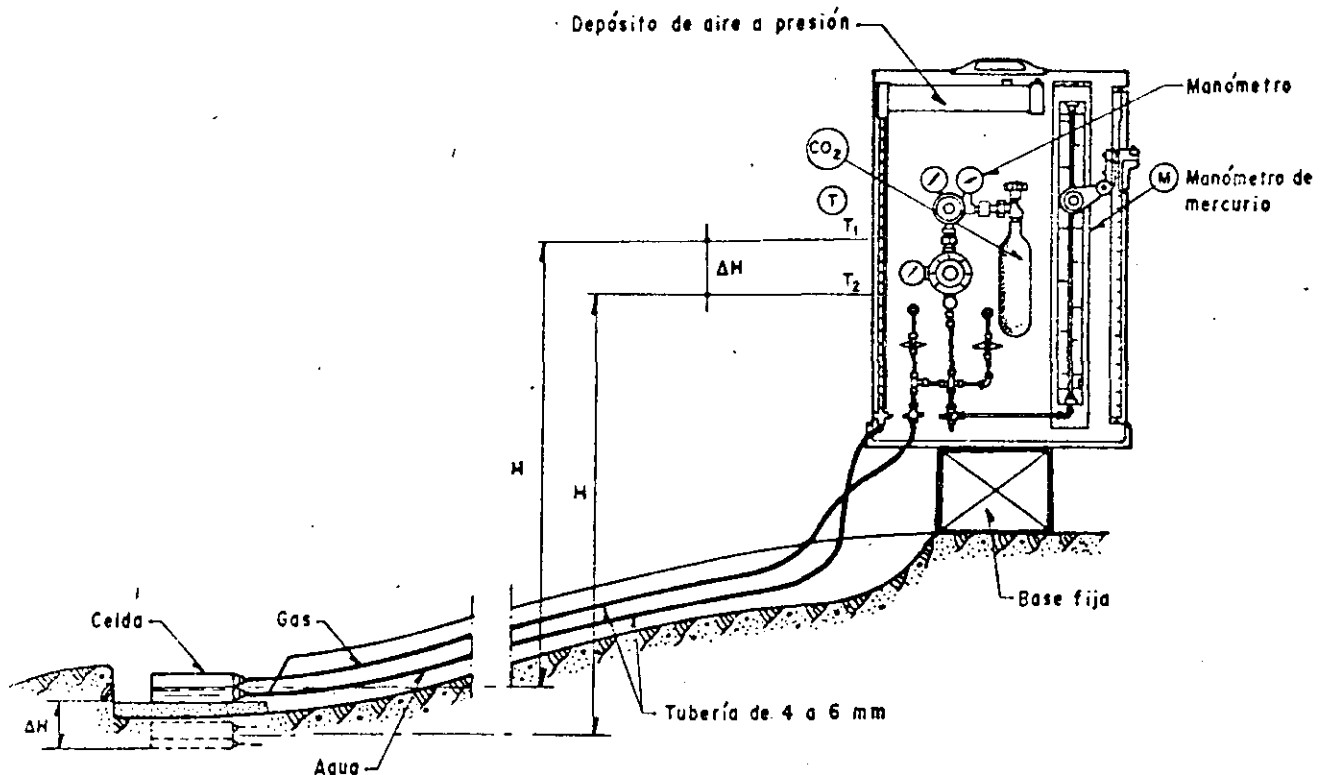


Figura XIII-4. Medidor francés de asentamientos (Ref. 4).

turas  $T_1 - T_2$  precisamente igual a lo que la celda se haya hundido.

Como se ve el aparato es ingenioso y de fácil manejo, sin causar ningún impedimento al movimiento de los equipos de construcción. Las celdas pueden instalarse a cualquier profundidad, de manera que los asentamientos pueden medirse en cualquier punto. La precisión del aparato es del orden de 0.5 cm, si no se le dota de dispositivos especiales para la lectura en la escala  $T$ .

Los inconvenientes del dispositivo estriban en el tiempo que hay que esperar para que se estabilice el líquido, sobre todo cuando el tablero de medida está lejos de la celda (20 min para 100 m); en los aislamientos que requieren las celdas cuando existan aguas, especialmente salinas y en las posibles dificultades para encontrar a distancia razonable un lugar donde instalar la base fija.

La Ref. 5 menciona un dispositivo parecido, utilizado en California, basado también en el principio de establecer la comunicación entre un líquido, situado en un recipiente dentro del terreno y en el sitio en que se desea medir los asentamientos y un brazo del tubo, colocado en un tablero de trabajo, fuera de la influencia de los movimientos del terraplén, pero este dispositivo se hace trabajar simplemente por el principio de vasos comunicantes, sin activarlo con ninguna presión, por lo que su utilización debe considerarse más limitada, independientemente de que pueda dar buenos resultados en muchos casos.

Un dispositivo análogo al anterior fue propuesto originalmente por Terzaghi (Ref. 6), pero se ha utilizado sobre todo en el campo de las estructuras edificacionales.

#### A-1. Elección de los puntos de medición y de su número

Los asentamientos en terraplenes sobre suelos blandos se miden generalmente en una de dos condiciones: Sobre un terraplén ya construido, con vista a conocer su comportamiento o en un terraplén o tramo de pruebas, con la finalidad de obtener datos para el proyecto de un tramo de mucha mayor longitud.

En cualquiera de los dos casos conviene disponer los puntos en que se estudien los asentamientos en secciones instrumentadas. El número de éstas suele ser mayor en los terraplenes de prueba que en los problemas de control de comportamiento, pero en todo caso depende de la importancia de la obra, la heterogeneidad de las formaciones que se consolidan y de la dificultad del problema, desde el punto de vista estricto de la Mecánica de Suelos.

En zonas heterogéneas, donde se esperen asentamientos diferenciales de importancia, convendrá medir los totales en secciones no separadas a más de

50 m y esta dimensión podrá crecer mucho en el caso de control de asentamientos sobre formaciones muy homogéneas, en las que las secciones podrán separarse hasta 200 m o más; en los terraplenes de prueba suelen disponerse secciones que cubran a ritmo constante todo el terraplén, frecuentemente de 50 en 50 m o algo similar.

Hay algunas zonas en donde es obligada la instalación de una sección instrumentada, como son las zonas de discontinuidad; por ejemplo, los accesos a un puente o paso a desnivel sobre pilotes de punta o la terminación brusca de la zona compresible o las zonas singulares, tales como cauces de ríos abandonados y cubiertos por depósitos, etcétera.

Los puntos de medición deben cubrir toda la sección transversal del terraplén, pues en el momento de la interpretación suele convenir la información completa. En caminos construidos sujetos a control es frecuente que cada sección tenga cinco puntos, en el eje, los dos hombros y los dos pies del terraplén. En terraplenes de prueba el número de puntos es mucho mayor (ver, por ejemplo, la Fig. XIII-1).

La frecuencia de las mediciones debe ser suficiente para definir la evolución de los asentamientos con el tiempo. Obviamente no deberá ser uniforme, sino mucho mayor al principio y cada vez más espaciada, según el tiempo pasa. Suelen hacerse una o dos medidas diarias durante el periodo de construcción, para conocer las deformaciones instantáneas y el comienzo del proceso de consolidación. Después, podrán hacerse mediciones semanales durante los primeros tres meses de la vida del terraplén y esta periodicidad podrá espaciarse hasta hacer las medidas mensuales, hasta los primeros tres años de vida y bianuales posteriormente. Naturalmente que estos ritmos no son rígidos y deberán adaptarse a cada caso particular.

#### B. Medición de los movimientos laterales del terreno de cimentación

Suele interesar medirlos por diversas razones. En primer lugar, una parte de los asentamientos se debe a los desplazamientos laterales de los estratos compresibles (esta parte no está, naturalmente, tomada en cuenta por la teoría de la consolidación de Terzaghi, que sólo considera asentamientos por compresibilidad, es decir, por cambio de volumen, pero no por cambios de forma debidos a la acción de los esfuerzos cortantes). En segundo lugar, las fallas de terraplenes sobre suelos blandos van precedidas de desplazamientos laterales del terreno de cimentación, abajo y en la vecindad de ellos; así, la magnitud de estos movimientos permite conocer, cualitativamente al menos, lo lejos que se está de una posible falla.

##### B-1. Control superficial

Quando se colocan terraplenes sobre suelos blan-

dos suele tener también interés el conocimiento de los movimientos horizontales del terreno, tanto en la superficie como en las profundidades afectadas. En lo referente a mediciones de puntos superficiales, no existen diferencias de consideración respecto a la metodología que se mencionó al tratar de las mediciones de asentamientos. También ahora, uno de los puntos más delicados estriba en seleccionar los puntos o líneas de referencia, obviamente en zonas no afectadas por los movimientos. En muchas ocasiones y en problemas de gran importancia (Ref. 7), las fronteras de las zonas en movimiento no están bien determinadas por lo que deberán seleccionarse con el correspondiente criterio conservador. El problema del control de los movimientos horizontales en la superficie del terreno se simplifica correspondientemente cuando se desea únicamente conocer movimientos diferenciales o relativos entre diversos puntos, sin que haya de determinarse la magnitud absoluta de los movimientos.

## B-2. Inclínómetros

A menudo es insuficiente conocer los desplazamientos horizontales de la superficie del terreno únicamente y se necesita determinar también cómo se mueve el terreno de cimentación blando cuando sobre él se ha construido un terraplén, conociendo esos desplazamientos dentro de la profundidad afectada por el fenómeno.

Casi todos los instrumentos que primeramente se desarrollaron para lograr estos fines utilizan la misma idea básica. Se trata de introducir en el terreno algún tubo relativamente flexible, cuya original verticalidad se modifique cuando ocurren los desplazamientos horizontales, de manera que la línea del tubo deformada proporciona en cada momento una imagen objetiva de los desplazamientos que han tenido lugar; la imagen se puede conocer introduciendo un instrumento sensible a la inclinación por el interior del tubo; A. Casagrande (Ref. 8) describe uno de los primeros estudios en gran escala a este respecto. Se utilizó en él tubería de 5 cm de diámetro, la que se colocó en pozos abundantemente distribuidos en el terreno de cimentación al pie de un gran terraplén que se estaba construyendo a través del Gran Lago Salado; en este caso la idea era conocer la posición de cualquier superficie de falla que eventualmente llegara a formarse, lo que se lograba recuperando los tubos tras el deslizamiento y observando su deformación permanente.

En los cuatro terraplenes de prueba que la Secretaría de Obras Públicas de México construyó en el Lago de Texcoco para conocer el comportamiento del terreno de cimentación bajo una importante carga transmitida por los terraplenes para una autopista (Ref. 9), también se usaron, junto con instrumentos más elaborados, algunos tubos sencillos de 5 y 7 cm de diámetro para complementar información de des-

plazamientos horizontales y para ayudar a definir la posición de cualquier superficie de falla que pudiera llegar a desarrollarse. En este caso se introduce por el tubo una barra rígida de longitud apropiada y se puede conocer la profundidad a la cual la deformación del tubo impide el paso de la barra. No es ocioso insistir un poco en estos elementos de instrumentación tan sencillos, ya que muchas veces pueden proporcionar información muy útil a un costo relativamente bajo, evitando el uso de instrumentos más complicados, que para muchos países son de importancia y que pudieran no estar disponibles en el momento requerido.

La Ref. 1 menciona diversos tipos de inclinómetros, ya más elaborados (Plantema, Wiegmann, un modelo del Instituto Geotécnico Sueco, etcétera), pero seguramente el inclinómetro que tiene actualmente un uso más extendido es el desarrollado por Wilson (Refs. 1 y 10) y más tarde modificado por Parsons y Wilson en 1956. Es un dispositivo preciso, compacto y ligero para medir movimientos de tierra de hasta 170 m de profundidad. En la Fig. XIII-5 se muestra al inclinómetro completo.

El aparato completo consiste de una unidad sensible, una caja con los necesarios controles eléctricos, cable conector y una tubería para ser colocada en el terreno, ranurada en dos planos ortogonales entre sí. El medidor entra por la tubería corriendo sus ruedecillas por dos ranuras opuestas y puede detectar las desviaciones de la vertical que haya sufrido la tubería, originalmente instalada en tal posición.

Es frecuente el uso de la tubería de 8.1 cm de diámetro y 0.22 cm de espesor, en tramos de 1.5 ó 3 m longitud; los coples para unir los tramos de tubo suelen ser de 15 ó de 30 cm. Esta tubería es la misma que se utiliza en el torpedo medidor de asentamientos, ya mencionado, que también es un diseño original de S. D. Wilson. La tubería que vaya a usarse con el torpedo (muchas veces un pozo cubre ambos fines) debe acoplarse con uniones de 30 cm, telescópicas, para permitir la acción del inclinómetro.

La unidad sensible (Fig. XIII-6) tiene un circuito interno que es un puente de Wheatstone actuado por un péndulo calibrado. Cuando el inclinómetro está vertical, el péndulo toca el centro de una resistencia calibrada, subdividiéndola en dos, las cuales constituyen la mitad del puente de Wheatstone; la otra mitad, así como un potenciómetro de precisión, resistencias y las necesarias conexiones va instalada en la caja de control. El conjunto está accionado por baterías. Cuando la unidad sensible se inclina, por haberlo hecho la tubería en que se introduce, el péndulo permanece vertical, de manera que la resistencia calibrada con la que contacta queda dividida en dos porciones desiguales, lo que cambia el circuito interno y modifica las lecturas en la unidad de control. La Fig. XIII-7 muestra un esquema de los circuitos que se utilizan en el inclinómetro y en la caja de control, unidos por una conexión de cable.

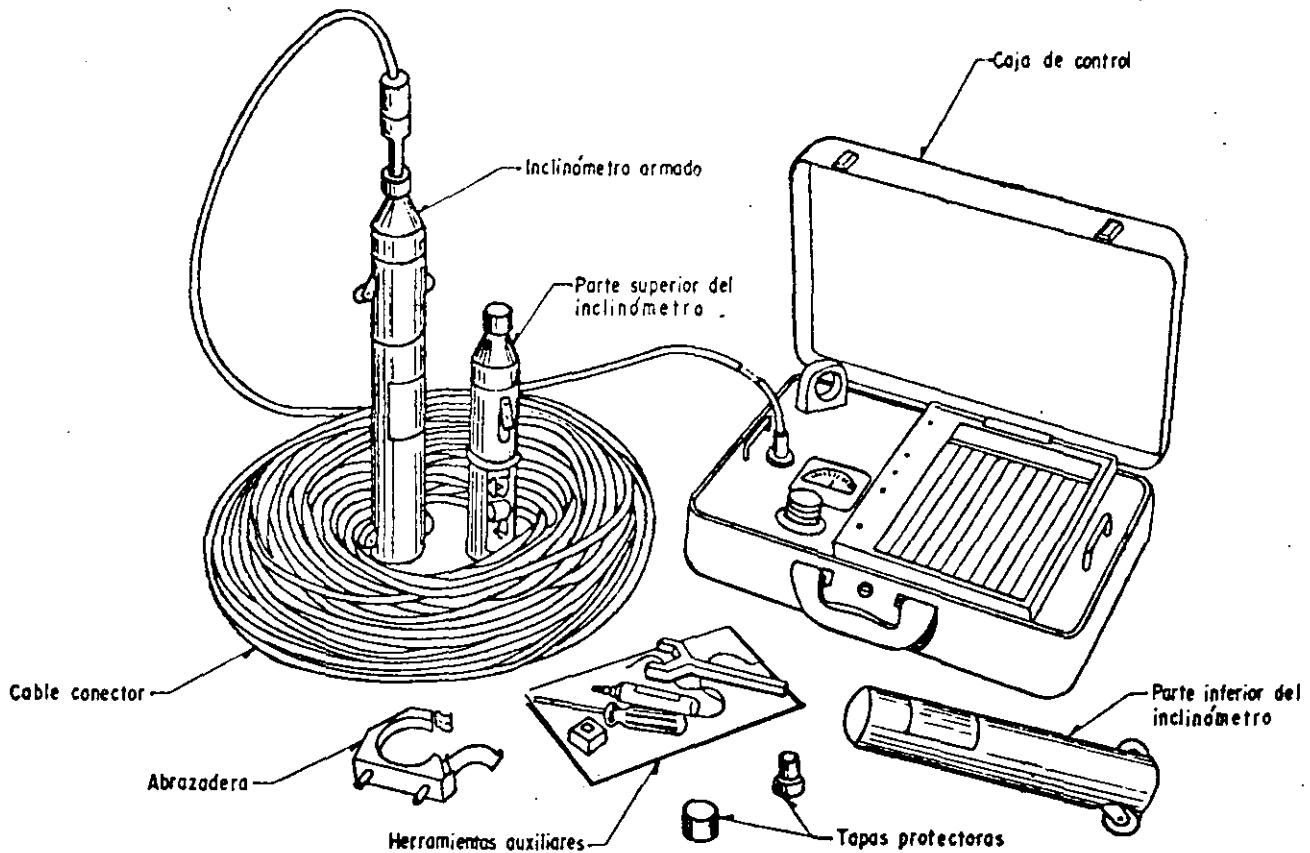


Figura XIII-5. Inclinómetro completo.

La Fig. XIII-8 reproduce un esquema de la unidad medidora, con un corte que permite asomarse a su interior.

El inclinómetro se hace descender por su tubería empleando todo el equipo auxiliar que aparece en la Fig. XIII-9. A medida que va bajando, se van obteniendo lecturas en intervalos prefijados. Una calibración previa de laboratorio puede lograr que las carátulas de la caja de control lean directamente la inclinación que corresponde a cada lectura eléctrica.

La Fig. XIII-10 esquematiza cómo se deforma la tubería especial y se inclina la unidad sensible, cuando el sistema sufre desplazamientos laterales.

La sensibilidad del instrumento permite detectar un minuto de arco en forma confiable, en la desviación que la tubería especial vaya sufriendo respecto a la vertical.

Es usual hacer todas las lecturas con el inclinómetro en dos posiciones ortogonales entre sí, utilizando la disposición de las ranuras de la tubería de que se habló. Esto tiene por objeto obtener en forma más precisa la imagen de deformación en el espacio. De hecho convendrá orientar los planos definidos por las ranuras en oposición según las direcciones principales de la deformación.

La tubería debe ser suficientemente flexible para seguir fielmente los movimientos del terreno y, a la vez lo suficientemente fuerte para soportar las maniobras de instalación. Este es, sin duda, un punto

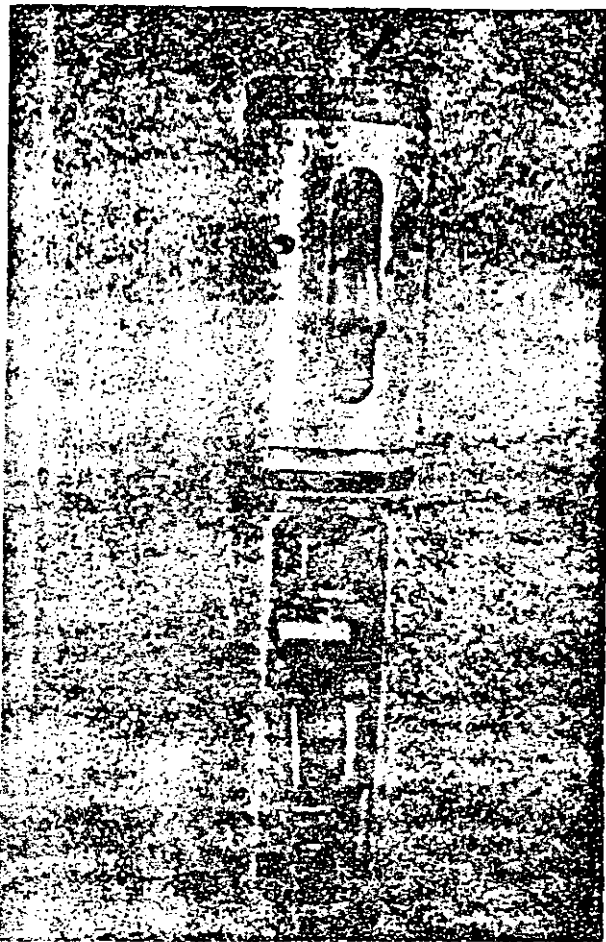
delicado en el diseño del dispositivo y algunos autores (Ver por ejemplo la Ref. 4) han señalado que el material utilizado por Wilson en sus diseños comerciales es demasiado rígido; la experiencia mexicana a este respecto es, sin embargo, satisfactoria.

El aparato, en el momento presente resulta de empleo delicado y es indudablemente costoso. La cantidad de medidas que se obtienen hace necesario contar con el apoyo de una computadora para su procesamiento y ordenación.

El resultado que puede obtenerse es magnífico. La Fig. VI-43, que se presentó en el Volumen I de esta obra permite apreciar el tipo de información que puede obtenerse, que destaca por lo objetiva y clara.

El instituto Geotécnico de Suecia ha desarrollado un aparato de péndulo, análogo al de Wilson, pero el extremo inferior del péndulo, en lugar de modificar una resistencia incluida en un circuito eléctrico, tal como es el caso del aparato arriba descrito, está sujeto por un resorte instrumentado con sistemas de medidores eléctricos de deformación; cuando el péndulo se inclina varía la longitud del resorte y por lo tanto también la del filamento metálico del medidor eléctrico, con lo que cambia la resistencia de éste y se hace la correspondiente lectura en el circuito, en forma ya análoga al inclinómetro de Wilson.

Geoconsult (Ref. 20) ha desarrollado un inclinómetro también de péndulo que se basa en el siguiente principio (Fig. XIII-11). La unidad sensible tiene dos



Inclinómetro tipo Wilson.

cilindros concéntricos, pudiendo el interior girar respecto al exterior, gracias a un motor eléctrico que se controla desde la superficie; el cilindro exterior se inclina obedeciendo la deformación que sufra la tubería que contiene el aparato, por efecto de los movimientos del suelo. Una balanza electrodinámica que contiene un medidor de intensidades de corriente mantiene siempre el péndulo en el eje de la unidad sensible. El extremo inferior del péndulo está unido a un resorte, de manera que la longitud de éste varía según el aparato se incline más o menos. Como quiera que el resorte, la balanza y el péndulo forman parte de un circuito eléctrico, análogo al del inclinómetro de Wilson y del que pueden hacerse lecturas en la superficie, el cambio de longitud del resorte produce finalmente un cambio en la intensidad de la corriente circulante, que es la que se mide en este caso. Además, accionando el motor y provocando la rotación del cilindro interior de la unidad sensible se podrá llegar a la posición en que el péndulo produzca la mínima desviación de su posición original no deformada, que corresponde al momento en que el péndulo está contenido en el mismo plano en que estaba antes de deformarse, habiéndose corregido gracias al giro cualquier pequeño alabeo adquirido por el aparato al inclinarse. Esta posición del péndulo

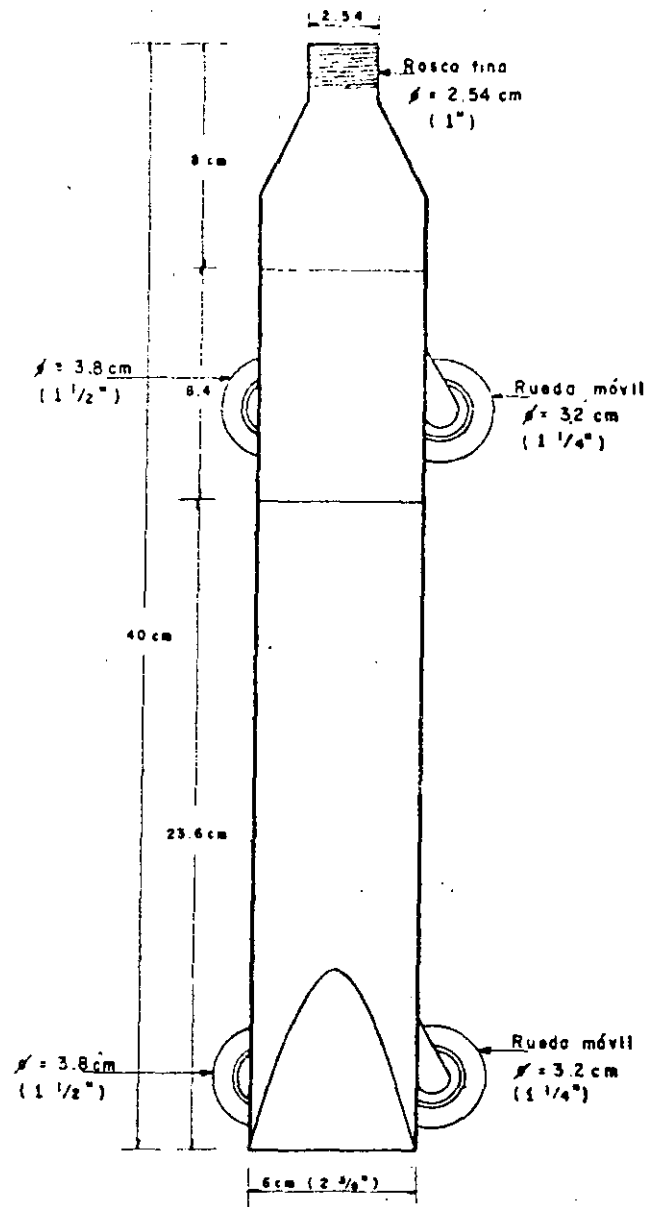


Figura XIII-6. Croquis del inclinómetro armado.

en el mismo plano original se hará notable porque a ella corresponde la máxima intensidad de corriente en el circuito, respecto a cualquier otra posición en que el péndulo además de inclinarse simplemente también gire y se alabee. Una calibración previa de laboratorio permitirá conocer que ángulo de inclinación corresponde a cada una de las intensidades de corriente medidas.

El inclinómetro Telemac (Ref. 20) se muestra esquemáticamente en la Fig. XIII-12. La unidad sensible es también un péndulo constituido por una pieza metálica flexible de la que cuelga un peso en la parte inferior; en su parte superior, la pieza metálica flexible está sólidamente unida a la cabeza de la unidad sensible. Sobre esta pieza metálica flexible se colocan longitudinalmente, dispuestas en cruz en planos perpendiculares, cuatro cuerdas vibrantes. Estos

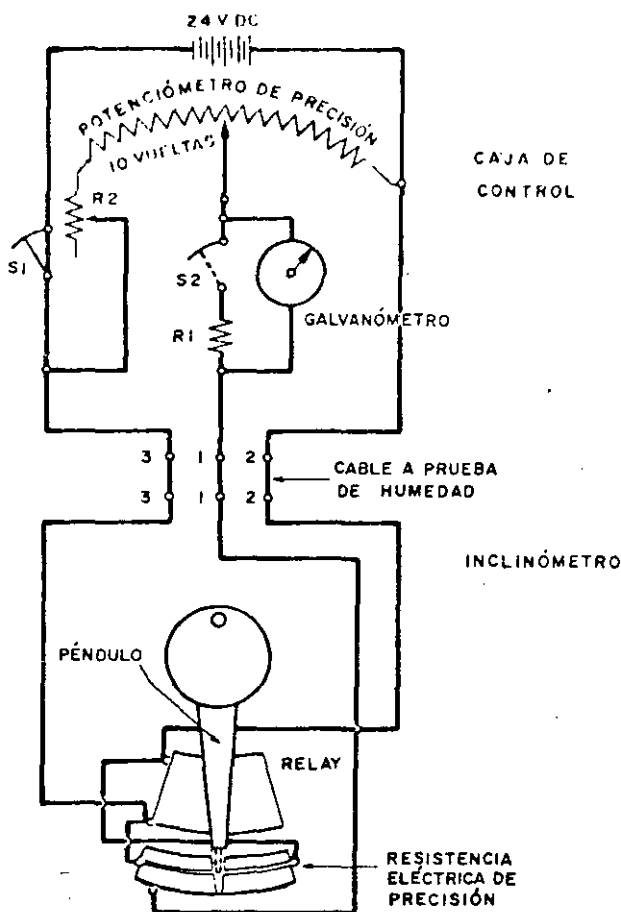


Figura XIII-7. Diagrama eléctrico del inclinómetro conectado con la caja de control.

dispositivos son pequeñas cuerdas metálicas que pueden ser excitadas por un electroimán, que las hace vibrar con una frecuencia natural determinada; si por la aplicación de una tensión se varía la longitud de la cuerda, la frecuencia de vibración cambia bajo la misma excitación. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica, cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; el circuito que contiene a la cuerda testigo está puentado con los que contienen cada par de cuerdas opuestas, de manera que pueden compararse las frecuencias de vibración de las cuerdas, estableciendo cuando son iguales o en cuanto difieren en un momento dado.

Cuando la unidad sensible se inclina, la pieza metálica que contiene las cuerdas se flexiona, de manera que la longitud de estas varía. Una calibración previa de laboratorio permite conocer la inclinación que corresponde a cada posición; para ello ha de igualarse la frecuencia de vibración de la cuerda testigo, variando su longitud en una cantidad controlable, por medio del tornillo micrométrico.

El uso de las cuatro cuerdas permite tomar medidas en dos planos perpendiculares simultáneamente y el tener dos cuerdas opuestas en cada plano (una a tracción y otra a compresión) tiene la ventaja de que

se corriga automáticamente efectos de temperatura y se verifiquen lecturas.

La instalación de los inclinómetros (Ref. 11) es delicada y de fundamental importancia. En primer lugar es preciso controlar con cuidado los movimientos de deriva de la boca de los tubos y los de los extremos de los mismos, si están libres. En muchas ocasiones, las tuberías se pueden llevar hasta un estrato resistente, que pueda considerarse inmóvil, hincándolas en él. En este caso, el extremo inferior del tubo es fijo y la posición de la boca podrá controlarse por la propia poligonal que el tubo representa, pero si toda la tubería queda embebida en el material blando que se deforma, será preciso establecer un control topográfico de la boca, para utilizar la poligonal que forma el propio tubo para definir la posición de su extremo. Este control topográfico deberá ser muy cuidadoso, de precisión comparable a la de las lecturas del aparato, so pena de perder todas las ventajas de esta última; el control se establece con poligonales cerradas compensadas, trazadas a partir de puntos suficientemente alejados. Es frecuente que los lugares de terreno blando en que interese hacer este tipo de mediciones sufran alguna clase de enjuntamiento regional (por ejemplo, por bombeo de acuíferos profundos con fines de explotación agrícola); en tales casos, los puntos de referencia lejanos de la poligonal de control, deberán estar en un lugar que participe del movimiento regional, pero suficientemente apartados para no verse afectados por el movimiento del terraplén. Lo que interesa medir es el movimiento lateral del terreno de cimentación, aislado de la componente regional.

En profundidades del orden de 20 m debe ser posible manejar errores máximos de 2 mm en la posición del extremo libre, en inclinómetros controlados sólo por su boca.

Existen una serie de normas que han de ser cumplidas en lo que se refiere a la construcción de los pozos dentro de los que se coloca la tubería del inclinómetro y a garantizar el contacto entre dicha tubería y el terreno circundante. Este contacto se logra relleno con arena fina el espacio que pueda quedar entre la tubería y las paredes del pozo.

La tubería debe quedar instalada dentro de las zonas de máximo movimiento; si se instala formando una retícula se podrán medir deformaciones unitarias y trazar mapas de deformación, tanto más precisos cuanto más cerrada sea la retícula. Es importante el control de la verticalidad inicial de las tuberías; errores de más de uno o dos grados limitan mucho la utilización de los inclinómetros.

Es esencial un buen conocimiento del terreno natural y su estratigrafía para la interpretación de los resultados y para establecer todos los detalles de la instalación.

La tubería de los inclinómetros puede alterar la situación hidráulica del suelo al proporcionar una vía de intercomunicación de las aguas de varios es-

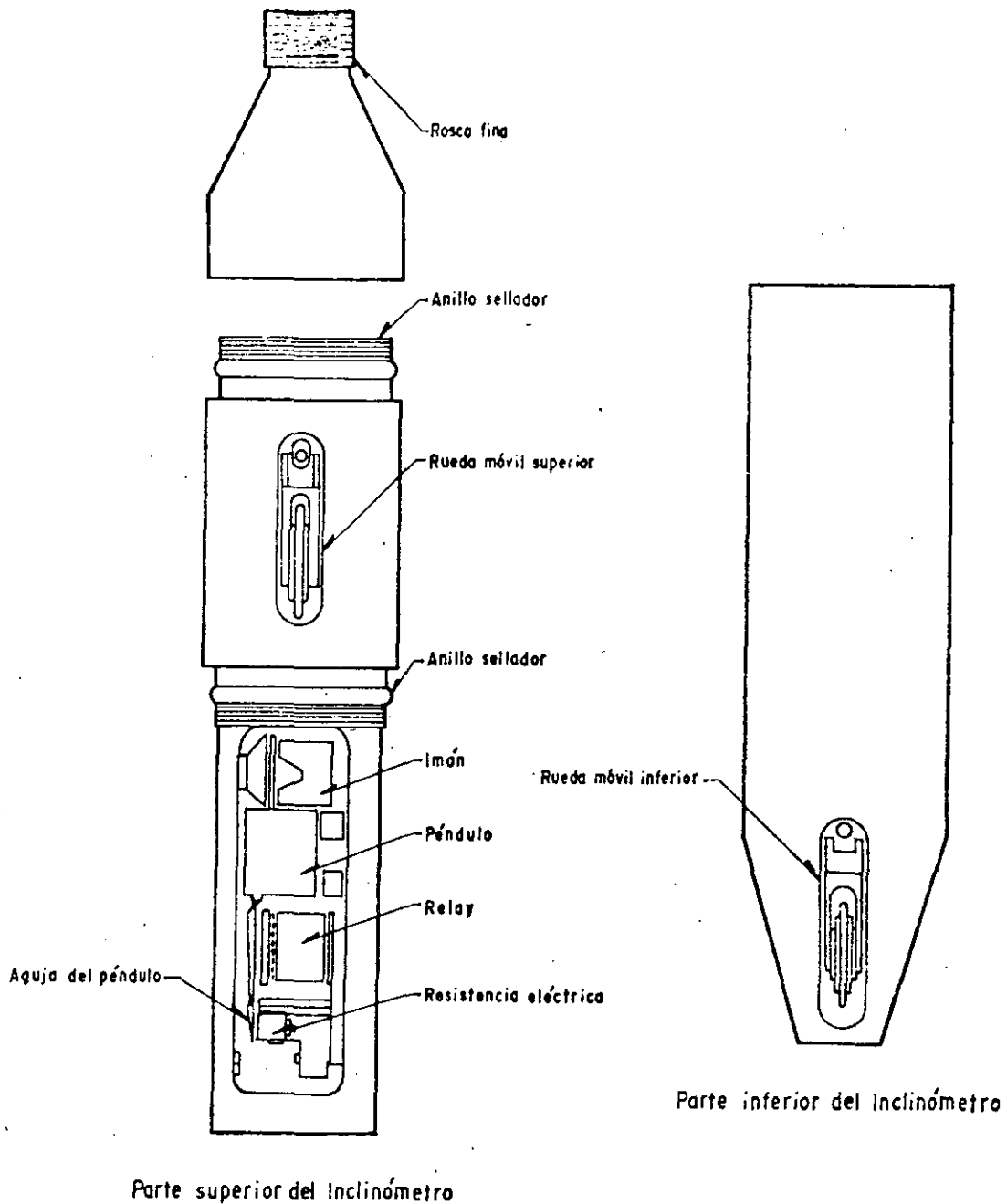


Figura XIII-8. Unidad sensible del Inclinómetro Wilson.

cratos y niveles, influyendo en la obra y, especialmente, en los piezómetros situados en la vecindad.

La tubería del inclinómetro debe colocarse inmediatamente después de perforar el pozo. Puede hacerse introduciendo un acoplamiento de 4 tramos en una misma operación, utilizando un tripié adecuado. La tubería debe introducirse buscando que la orientación de las ranuras quede lo mejor posible, pero pueden hacerse pequeños ajustes una vez instalada, haciéndola rotar ligeramente dentro del pozo.

El espaciamiento de las operaciones de lectura dentro del tiempo es muy variable y depende de cada proyecto. En términos generales suele convenir usar

espaciamientos menores al principio y mayores en épocas posteriores de medición.

Debe insistirse en la necesidad de establecer, con ayuda de personal especializado un riguroso control estadístico, haciendo en cada punto por lo menos dos lecturas en cada orientación del aparato, con fines de verificación. El programa de computación que se desarrolle para el cálculo de los desplazamientos no debe admitir valores que se desvíen en más de un 5%.

### B-3. Detectores de falla de cinta

En la actualidad existe la tendencia a utilizar de-



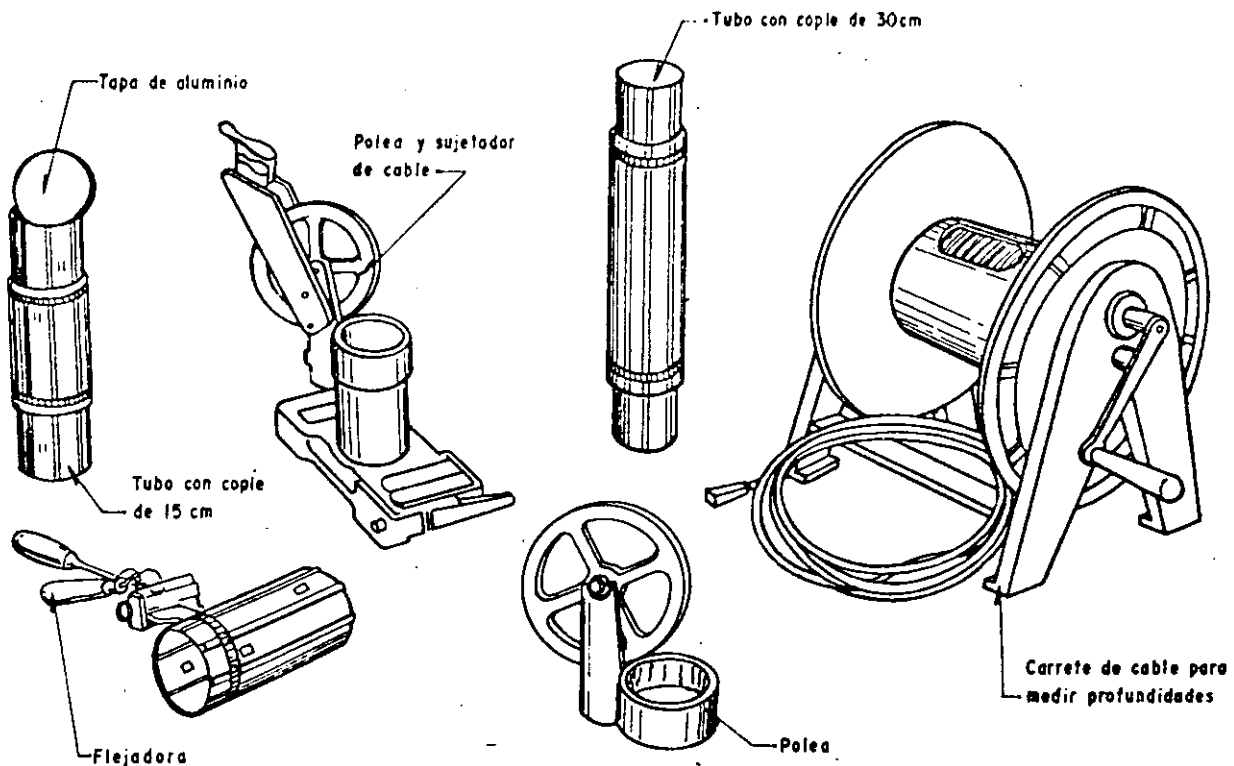


Figura XIII-9. Equipo auxiliar para descenso del inclinómetro. (Tubería de aluminio, carrete y herramientas).

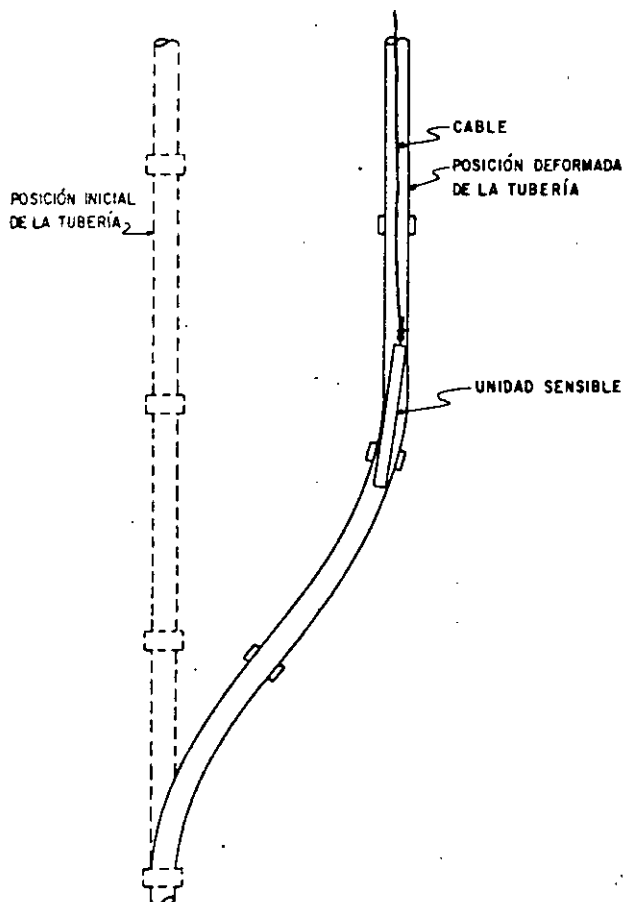
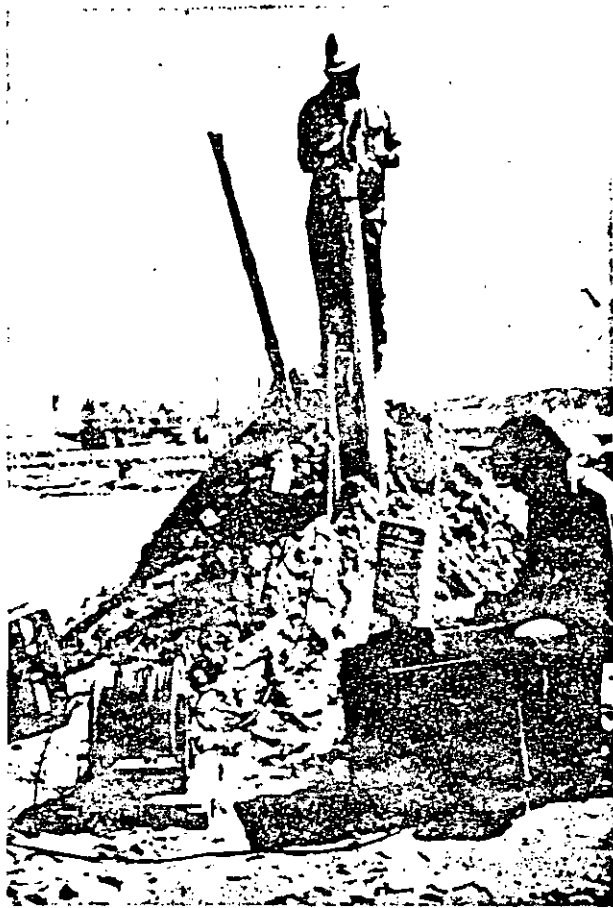


Figura XIII-10. Deformación del conjunto de un inclinómetro.

formímetros para desplazamientos laterales cada vez más pequeños, más delgados y alojados en tuberías de menor diámetro. Esta tendencia ha fructificado al máximo en el desarrollo de deformímetros de cinta, para localizar cualquier superficie de falla a lo largo de la cual se deslicen las masas de suelo.

El dispositivo consiste en una cinta de material plástico que tiene en toda su longitud dos bandas conductoras intercomunicadas de trecho en trecho por resistencias eléctricas conocidas; el conjunto recuerda una escalera pegada sobre la tira de plástico. Todo el dispositivo va recubierto por resinas o materiales impermeabilizantes análogos. Por la parte superior e inferior, la cinta se comunica por cables a una caja exterior, en la que pueden hacerse lecturas de la resistencia eléctrica total del circuito. Cuando sobreviene una falla, la cinta se rompe y, naturalmente, sobreviene también una drástica variación en la lectura que se hace en los medidores externos de la resistencia total del circuito. En principio, puede saberse de cuántas resistencias puente consta el tramo superior de la cinta y de cuántas el inferior, localizando así la superficie de falla.

Los fabricantes de estos instrumentos indican que también son útiles para detectar desplazamientos laterales anteriores a cualquier estado de falla por deslizamiento de tierras. Para ello sugieren introducir en el terreno un tubo de plástico con cuatro cintas dispuestas en cruz, tangencialmente al tubo (Fig. XIII-13). Cuando éste se deforma, las cintas se romperán en las zonas de tracción y el análisis de los datos obtenidos permitirá reconstruir la deformada



Operación de toma de lecturas con el inclinómetro.

del tubo. Los autores carecen de experiencia en el uso de los detectores para estos fines, pero en principio el manejo del instrumento se ve demasiado delicado y resulta dudoso el poder medir los desplazamientos laterales, aun cuando la precisión del aparato permite situar cualquier ruptura de una cinta con un error no mayor de 15 ó 20 cm.

Las cintas se colocan en el interior de pozos previamente perforados y se recomienda embeberlas en concreto o lechada de cemento.

### C. Medición del estado de presiones en el agua

En los problemas relacionados con la colocación de terraplenes sobre suelos blandos es esencial el conocimiento de la evolución de las presiones en el agua del subsuelo en exceso de la hidrostática. Esta medición tiene tres objetivos fundamentales:

- Conocer las condiciones hidráulicas en el interior de los estratos que constituyen el subsuelo.
- Conocer el grado de consolidación en cada momento de la vida del terraplén. En el Capítulo I se vio cómo el proceso de consolidación implica una transferencia de presión del agua que satura el suelo a la estructura sólida del

misimo; en principio toda la carga del terraplén será tomada por el agua, produciéndose en ella una presión neutral que, en principio puede conocerse, en relación a las condiciones iniciales de presión, que también pueden ser determinadas. Después, a medida que el proceso de consolidación progresa, el exceso de presión adquirido por el agua tenderá a disminuir con el tiempo, con un aumento correspondiente de la presión efectiva. El conocimiento de la presión en el agua en cualquier momento intermedio del proceso permite establecer la etapa en que se encuentra el proceso de consolidación en ese momento.

- Conocer en cualquier momento la resistencia del terreno de cimentación bajo el terraplén, para establecer la evolución del factor de seguridad (Cap. VI. Fig. VI-40).
- Verificar el funcionamiento de elementos de subdrenaje o de medidas que pudieran existir para controlar el flujo de agua hacia excavaciones.

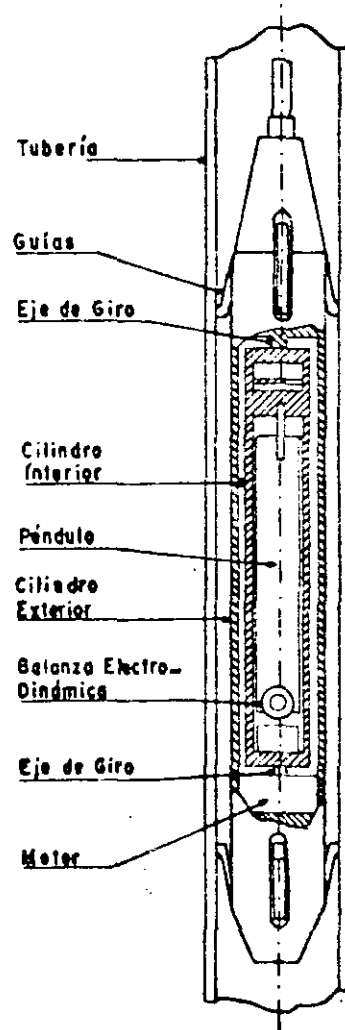


Figura XIII-11. Inclinómetro tipo Geoconsult (Ref. 20).

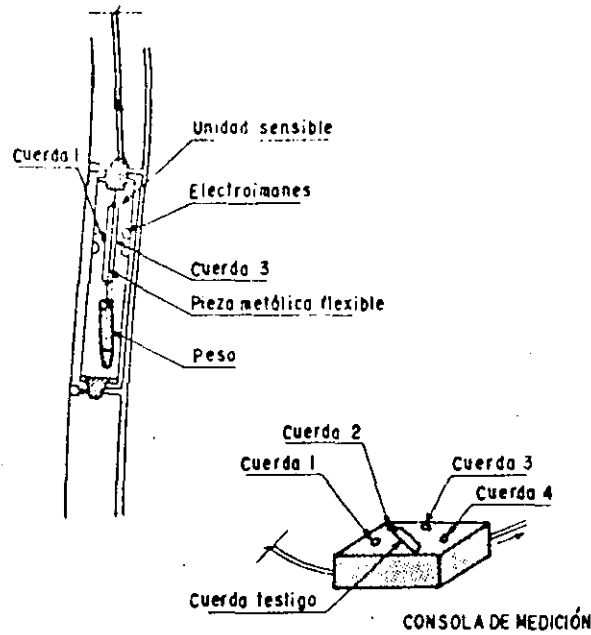


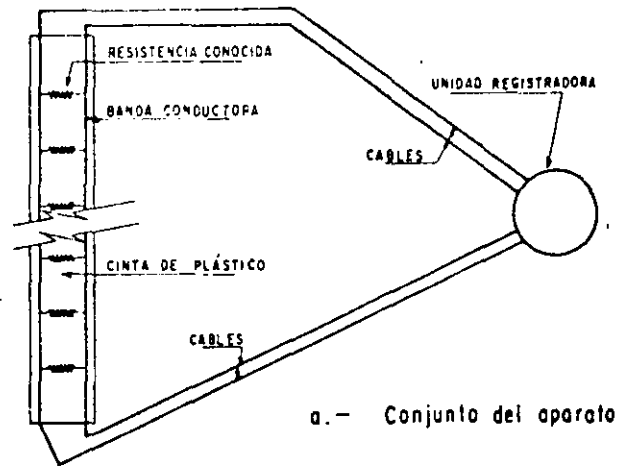
Figura XIII-12. Inclinómetro de cuerdas vibrantes (Telemac, Ref. 20).

Establecer cualitativa y aun cuantitativamente problemas locales de falla, antes de que progresen lo suficiente para producir un incidente grave.

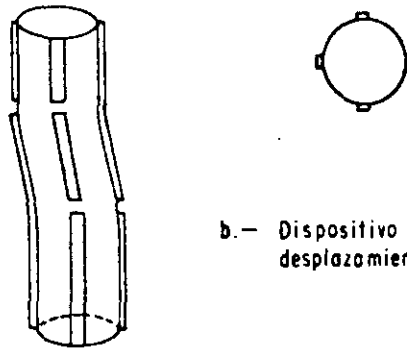
Los aparatos cuya función es medir la presión del agua en un punto del subsuelo se denominan genéricamente piezómetros. En condiciones puramente estáticas la carga de presión en cualquier punto del terreno de cimentación está dada por la posición del nivel freático; sin embargo esta condición no es demasiado frecuente en la naturaleza, excepto en masas de suelo muy homogéneas y planas. Además, cualquier obra ingenieril tiende a producir cambios en los estados de esfuerzos, que implican generalmente cambios en el estado de presión en el agua, de manera que las relaciones hidrostáticas ya no bastan para representar la condición de los terrenos en lo que se refiere a la interrelación entre las presiones de poro que se desarrollen y la resistencia.

Las observaciones del nivel de aguas freáticas en los pozos de sondeos son siempre muy difíciles de interpretar; aún en condiciones hidrostáticas, un recubrimiento de las paredes del sondeo por lodo de perforación o formado accidentalmente por las operaciones de exploración, basta muchas veces para disimular la presencia del nivel freático. Un pozo de exploración, recibirá agua de todos los estratos que se crucen en que la altura piezométrica sea mayor que la que corresponda al fondo del pozo y perderá agua a través de todos los estratos en los que dicho nivel piezométrico sea menor; estos hechos enmascaran el significado de la altura que alcance el agua en un pozo dado. Si las relaciones que rigen al agua en la vecindad de ese pozo de exploración no son hidrostáticas, menos-aún puede esperarse que el nivel del agua en

15



a.- Conjunto del aparato



b.- Dispositivo para medir desplazamientos laterales.

Figura XIII-13. Cinta detectora de fallas.

el pozo indique con la precisión suficiente la verdadera situación; considérese simplemente el hecho de que en suelos finos, generalmente impermeables, se requerirían enormes volúmenes de agua, que necesitarían muchísimo tiempo para movilizarse, hasta que se estableciera una altura de agua en el pozo que indicase el verdadero estado de presiones.

Por lo anterior, ha de considerarse que la simple observación de los espejos de agua en los pozos de exploración no basta para obtener conclusiones de los estados de presión, aún en los casos muy claros y sencillos y es totalmente inadecuada cuando las condiciones del subsuelo se hacen cambiantes o más complejas, tal como sucede, por ejemplo, si un proceso de consolidación está teniendo-lugar.

Un piezómetro es un aparato que mide la carga de presión del agua en el punto en el que queda instalado. Todos los piezómetros trabajan con el principio de equilibrar con alguna clase de contrapresión, que se lee, la presión que el agua del terreno ejerza al actuar sobre una unidad sensible; según sea la clase de contrapresión que se utilice se tendrán diversos tipos de piezómetros.

La Fig. XIII-14 muestra el tipo original de piezómetro, denominado abierto, diseñado por A. Casagrande (Refs: 12 y 13).

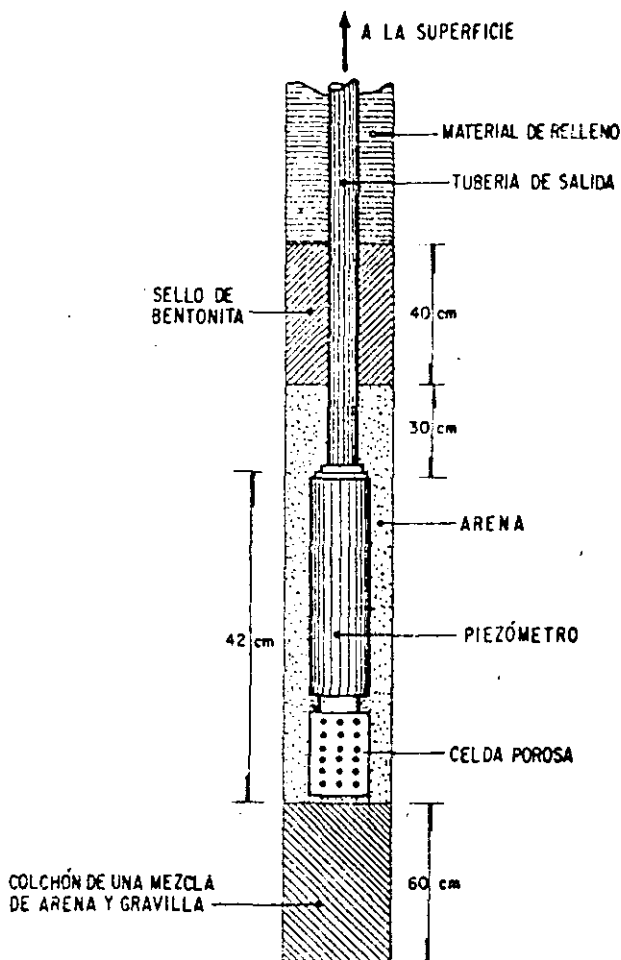


Figura XIII-14. Piezómetro abierto tipo Casagrande.

En este aparato, el agua entra al interior de la unidad sensible a través de la celda porosa, llenándola y estableciendo en su interior la presión que tenga en el subsuelo; como consecuencia, ascenderá por la tubería hasta una altura tal que produzca, por su peso, una contrapresión que equilibre la presión existente en la unidad sensible.

El nivel del agua dentro del tubo de salida puede medirse por métodos eléctricos. En la superficie del terreno se instala un ohmímetro, cuyas terminales se juntan, cuidando de que no hagan contacto, en un solo cable con diámetro apropiado para que pueda penetrar en la tubería del piezómetro, lastrándolo convenientemente, con pequeñas masas de plomo. En el extremo inferior del alambre se instala un tapete de hule o plástico, a través del cual se pasan las dos terminales del ohmímetro, ya sin ningún recubrimiento protector; cuando las terminales desnudas tocan el nivel del agua se cierra el circuito alimentado por las baterías del ohmímetro, lo que se manifiesta por un salto brusco de la aguja del medidor del aparato. Conviene recubrir las terminales desnudas con un poco de grasa, para impedir la formación de una película de agua entre ambas.

Cuando las condiciones de presión sean tales que

el agua se derrame por el extremo de la tubería del piezómetro, en la superficie, las presiones deben medirse con un manómetro de Bourdon instalado cerrado dicho extremo y siguiendo la secuela que se indica en la Ref. 14.

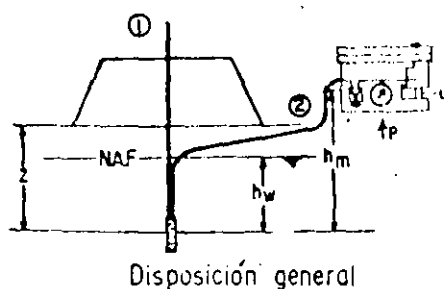
Hvorslev (Ref. 15) ha señalado varios inconvenientes serios del piezómetro abierto. El más importante es, sin duda, el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, motivado por la necesidad de que un volumen relativamente alto de agua entre en la unidad sensible, a través de la celda porosa y establezca el equilibrio interior, con el correspondiente cambio en la altura de agua en la tubería de salida al exterior, lo que puede demandar nuevos volúmenes de agua o eliminación de sobrantes. Todas estas operaciones se hacen muy lentas en suelos poco permeables, que son aquellos en que más frecuentemente se han de instalar los piezómetros. Este retardamiento depende del diámetro de la tubería de salida, que por esta razón suele ser delgada, con no más de uno o dos centímetros, de las dimensiones y espacios vacíos de la unidad sensible y, ya se dijo, de la permeabilidad del suelo. El filtro de arena en torno a la unidad sensible incrementa mucho la eficiencia de la entrada o salida del agua y ésta es una de las razones importantes para ponerlo. La Ref. 1 recoge datos de Hvorslev sobre el retardamiento de piezómetros abiertos de diferentes tipos y en ella puede verse que el fenómeno dista de traducirse en un tecnicismo académico, pues frecuentemente ha de medirse en muchos días o en bastantes meses.

El retardamiento se ve también muy influido por fenómenos de anisotropía en la permeabilidad.

Las burbujas de gas que puedan alojarse en el sistema pueden producir efectos muy diversos. Cuando se alojan dentro de la unidad sensible o en la zona de contacto entre el aparato y el suelo que lo rodea, disminuyen la permeabilidad dificultando el flujo del agua y aumentando los periodos de retardamiento. El cambio en volumen que los gases sufren al variar la presión incrementa generalmente el tiempo de respuesta del aparato. Por estas razones no se recomienda la utilización de tubos metálicos, pues en ellos se producen fenómenos electrofíticos que causan la aparición de gases. Tubos de plástico, del tipo Saran o similares son de uso universal.

Para eliminar los inconvenientes anteriores y hacer más rápida la respuesta del aparato a los cambios de presión en el agua del subsuelo, se han desarrollado algunos piezómetros que funcionan con necesidades de flujo interno de agua mucho menores y retardamientos correspondientemente más pequeños. La Fig. XIII-15 muestra un modelo desarrollado por la técnica francesa (Ref. 4).

El aparato consiste en una unidad sensible paredes porosas, de la que salen hacia el exterior dos tubos. Uno de ellos, marcado como 1 en la figura, se



Disposición general

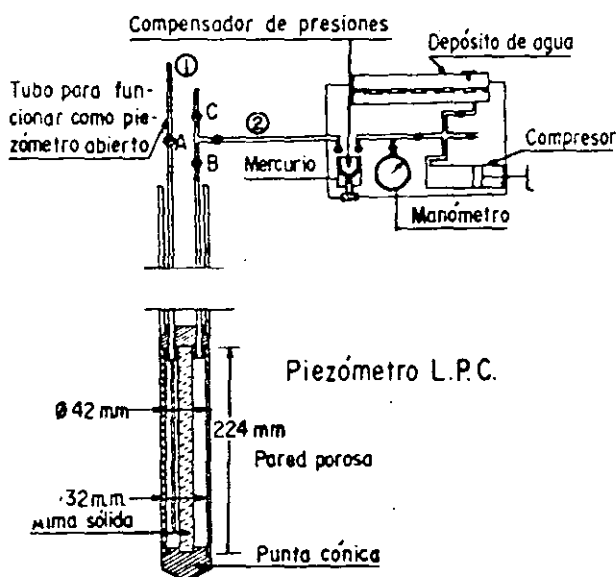


Figura XIII-15. Piezómetro L.P.C. (Ref. 4).

utiliza cuando el piezómetro se instala como abierto, porque así lo permita el terreno en el que se coloca; en tal caso, el piezómetro funciona como arriba se describió y la presión se lee bien sea determinando la altura de agua por medio de un ohmímetro o instalando en el extremo un manómetro. El tubo número 2 conecta la unidad sensible con un dispositivo para ser utilizado en aquellos suelos en que los tiempos de retardamiento serían muy grandes. Después de instalado el aparato, el agua habrá llenado la unidad sensible y el tubo 2, hasta un compensador de presión, que es simplemente un manómetro de mercurio. Dentro de ese manómetro se establece el mismo nivel de mercurio en las dos ramas con la ayuda de un compresor, que debe de producir una presión igual en la rama de la derecha que la que actúa sobre la rama de la izquierda. En estas condiciones el aparato se encuentra en la lectura inicial y la presión del compresor en ese instante se lee en el manómetro intercalado en la línea. Cualquier variación posterior de la presión en el subsuelo producirá un desequilibrio en el compensador de presiones de mercurio, el cual se ajustará por medio del compresor, produciendo una presión que se lee en el manómetro.

Con referencia a la parte b de la figura, si  $p$  es la lectura del manómetro,  $h_m$  la diferencia de alturas

17 entre la unidad sensible y el compensador de presión de mercurio y  $h_w$  la diferencia de altura entre la unidad sensible y el nivel freático, en un momento en que el compensador de presión esté en equilibrio, la presión total del agua en el subsuelo será:

$$u = p + h_m \gamma_w \quad (13-1)$$

La presión hidrostática correspondiente al punto en que la unidad sensible esté instalada, será:

$$u_h = h_w \gamma_w \quad (13-2)$$

Por lo tanto la presión que haya en la unidad sensible por arriba de la hidrostática podrá calcularse con la expresión:

$$\Delta u = u - u_h = p + \gamma_w (h_m - h_w) \quad (13-3)$$

La experiencia de utilización de este aparato dice que los tiempos de retardamiento cuando se halla en funcionamiento son inferiores a las tres horas. Debe notarse que el volumen de agua en la unidad sensible y en la tubería hacia el exterior, prácticamente no necesita cambiar para que el instrumento responda. Esto convierte al aparato prácticamente en un piezómetro cerrado que opera a volumen constante de agua.

Además de su ventaja de bajo tiempo de retardamiento, el aparato es de sencillo manejo, fácil instalación, buena precisión y puede construirse con materiales resistentes y a poco costo.

En contra, no puede adaptarse a cambios de presión muy rápidos, que ocurran en tiempos menores que su tiempo de retardamiento, lo cual lo hace inútil, por ejemplo, para medir cambios de presión debidos a efectos dinámicos. Probablemente es sensible a cambios de temperatura.

En términos generales, el problema del retardamiento de la respuesta de los piezómetros por la necesidad de la movilización del agua que los opera ha tratado de combatirse con diseños que operen a volumen de agua prácticamente constantes (piezómetros cerrados). De éstos existen muchos tipos y diseños. La Ref. 16 analiza varios de ellos, estudiando los tiempos de retardamiento en cada caso. La Ref. 17 constituye también una buena fuente de información para estos problemas.

La Fig. XIII-16 muestra un tipo de piezómetro operado con inyección de aire (neumático), que ha sido muy usado por la tecnología mexicana exitosamente.

La unidad sensible (parte a de la figura) tiene una celda porosa, a la que penetra el agua exterior, estableciendo dentro de ella su estado de presiones; lo mismo sucede en la piedra porosa que va en la parte superior de la celda. En rigor, al igual que en todos los piezómetros cerrados, la celda porosa se introduce previamente saturada de agua desaireada, para redu-

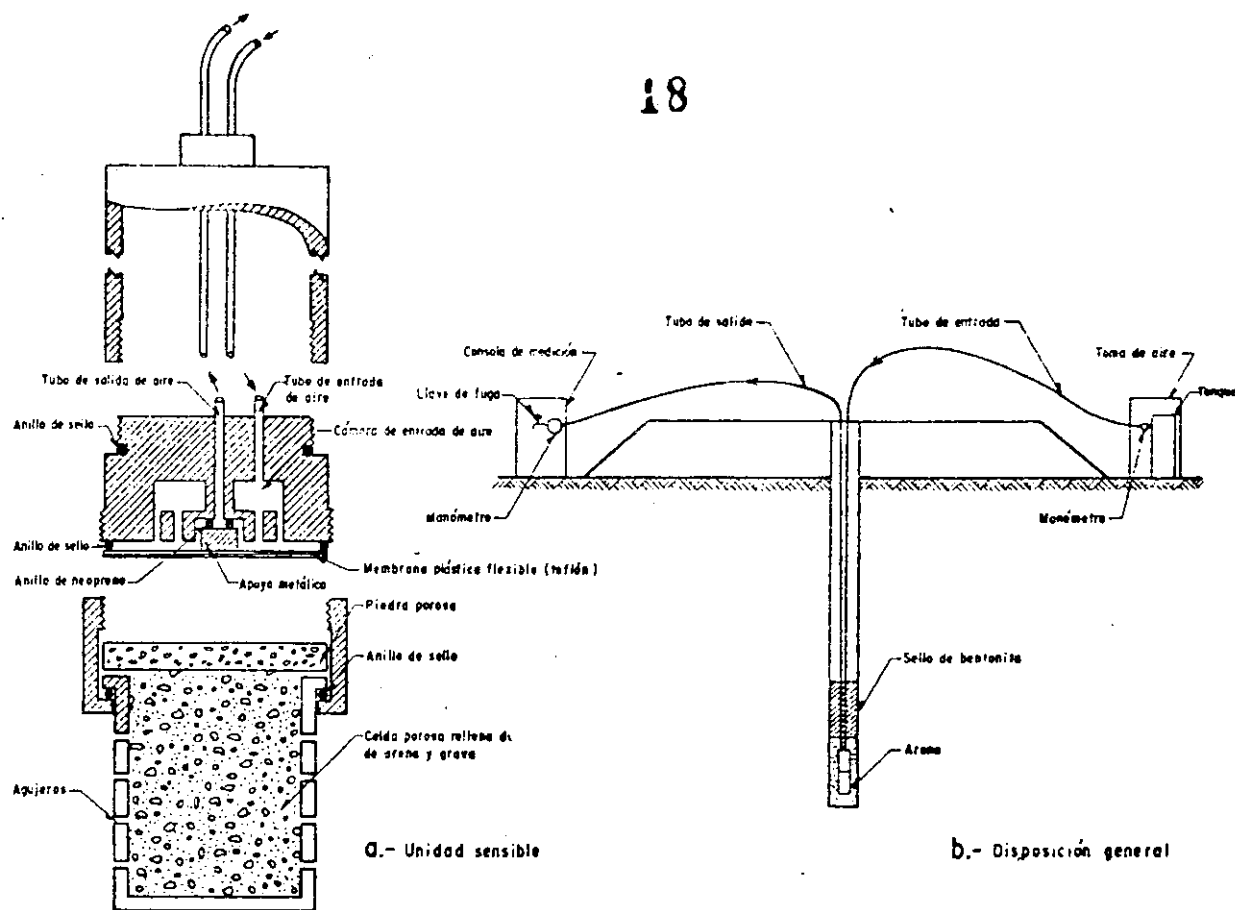


Figura XIII-16. Piezómetro cerrado tipo neumático.

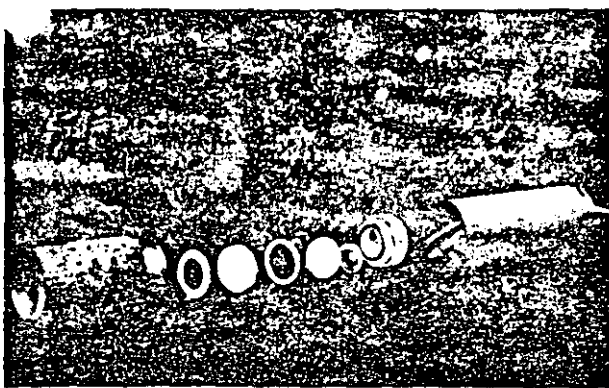
cir al mínimo los retardamientos, la influencia del aparato en el ambiente exterior y los errores de medición. La unidad sensible se instala en la misma forma que se esquematizó en el piezómetro abierto en la Fig. XIII-14.

La presión ejercida en la celda porosa hace que la membrana de teflón se oprima hacia arriba. En el exterior existe una unidad de toma de aire (parte b de la figura), en la que un tanque de aire a presión introduce este elemento a través de la tubería plástica de entrada hasta la unidad sensible. El dispositivo de toma de aire incluye el tanque con su manómetro acoplado y un regulador de presión, en el cual ésta se ajusta a valores próximos a los que se espera sea la presión que en el agua se va a medir; otro manómetro debe estar instalado inmediatamente después del regulador de presión, para conocer el valor de este concepto con que finalmente llegará el aire a la unidad sensible. Cabe comentar que recientemente se están utilizando otros gases en vez de aire, para lograr menor reactividad química y otras ventajas de detalle.

El aire inyectado llegará a la cámara A, que es una sección toroidal circular (parte a de la figura) y presiona hacia abajo a la membrana, hasta lograr desplazarla ligeramente, junto con el apoyo metálico. En ese momento se produce una fuga de aire en el

anillo de neopreno y el elemento puede pasar a la tubería de salida, llegando a la consola de medición (Parte b de la figura).

En la consola de medición se registra la presión con que llega el aire, en un manómetro; probablemente esta presión es parecida a la que tiene el agua en la celda porosa, pero lógicamente algo mayor. Para que la presión del aire que se recibe represente exactamente a la presión del agua en la celda porosa se recurre a una llave de fuga controlada en la propia consola de medición. Al abrir esta llave el aire disipa cualquier presión en exceso de la mínima necesaria para mantener el flujo general. De hecho la medida en el manómetro de la consola de medición se hace en el momento en que el anillo de neopreno vuelve a impedir la circulación general del aire. En rigor esta presión así medida sólo da la presión del agua en la celda porosa a través de una curva de calibración previa hecha para todo el aparato en el laboratorio, debido a que el equilibrio de la membrana de teflón no indica la igualdad de las presiones de aire y agua por arriba y por abajo de ella, puesto que esas dos presiones se ejercen a través de áreas algo diferentes. La curva de calibración previa tiene la ventaja adicional de que en ella quedarán automáticamente tomados en cuenta todos los aspectos, que habrían de ser corregidos, referentes a efecto de



Piezómetro neumático. Partes constitutivas.

la rigidez de la membrana, disipación de presión en las tuberías, etcétera.

El retardamiento de respuesta de estos instrumentos es ya bastante bajo, del orden de unas pocas horas para los suelos impermeables.

También existen piezómetros eléctricos, dos de los cuales se ilustran en la Fig. XIII-17. El principio de

acción de todos estos instrumentos es el mismo. Existe la correspondiente celda porosa a través de la cual el agua presiona hacia arriba una membrana flexible. En la parte superior de la membrana está fijo el dispositivo de medición, que puede variar de unos modelos a otros, pero que generalmente consiste en un dispositivo de cuerda vibrante o en un sistema de medidores eléctricos de deformación.

En el piezómetro con cuerda vibrante, existe uno de estos elementos dentro de la unidad sensible. El extremo inferior de esta cuerda está ligado a la membrana medidora de presión de que se habló. En las condiciones iniciales la cuerda tiene una cierta longitud y una cierta tensión, de manera que al ser excitada por un electroimán vibra con una cierta frecuencia natural. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; los circuitos de ambas cuerdas están puenteados, de manera que las frecuencias de vibración de ambas cuerdas pueden compararse, estableciendo el momento en que son iguales, lo que sucede en la posición inicial del aparato.

Cuando la membrana sube por efecto de la presión del agua, se modifica la longitud de la cuerda en la unidad sensible y, correspondientemente, su frecuen-

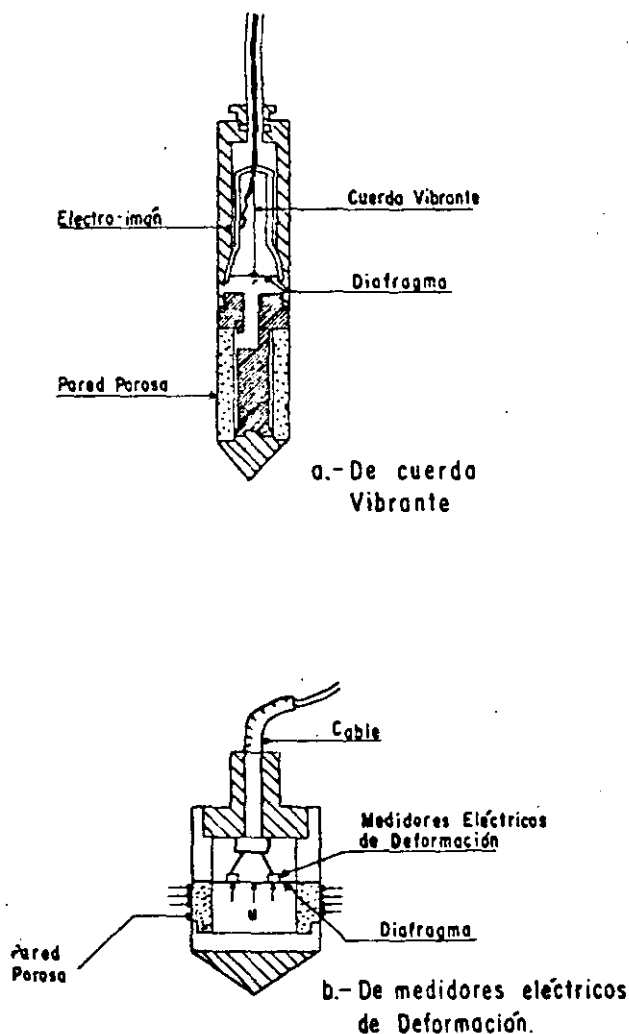
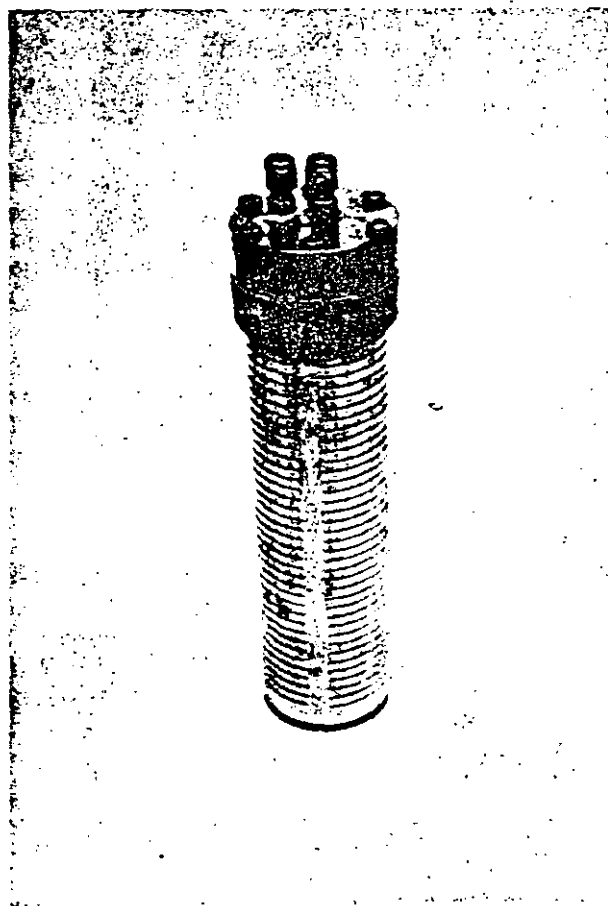


Figura XIII-17. Piezómetros eléctricos.



Otro tipo de piezómetro neumático.

cia natural de vibración, por lo que habrá que mover el tornillo micrométrico de la cuerda de la consola de medición, hasta igualar las dos frecuencias. Puede conocerse lo que ha sido necesario modificar la longitud de la cuerda de la consola y estos valores se traducen a una lectura de presión correspondiente mediante una calibración previa cuidadosa hecha en el laboratorio. El aparato es de respuesta prácticamente instantánea y relativamente poco sensible a problemas derivados de la acción física-química de las aguas.

En el aparato que utiliza sistemas de medidores eléctricos de deformación éstos, que son pequeñas celdas que contienen un filamento metálico cuya resistencia cambia con la longitud, se disponen sobre la membrana captadora de presión. Cuando la membrana se deforma se hace la lectura correspondiente. Existen hoy medidores en espiral, muy apropiados al caso.

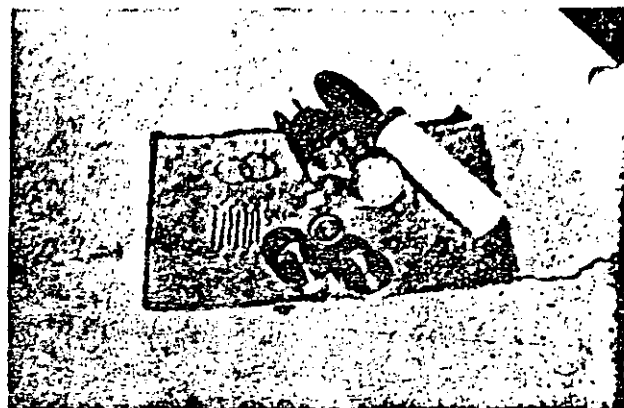
Otros modelos europeos de piezómetros se mencionan en la Ref. 20.

La instalación de un piezómetro merece tanta atención como el diseño y construcción del piezómetro mismo. Un sellado inefficiente puede echar a perder el funcionamiento de cualquier aparato; otro tanto se puede decir de un mal filtro. En piezómetros profundos instalados en suelos muy deformables, con frecuencia la tubería produce un fenómeno de autohincado, que genera una presión en la punta, de manera que el piezómetro, actuando como émbolo, da lecturas falseadas. En estos mismos casos, otra fuente de error puede tenerse por el cambio de posición del dispositivo a lo largo del tiempo. Estos últimos peligros han de resolverse aislando el aparato y su tubería de conexión de los movimientos del terreno circundante.

La instalación está íntimamente ligada con la estratigrafía. En el caso de tener capas de arcilla y arena interestratificadas, deberá tenerse especial cuidado en que las unidades sensibles de los aparatos queden ubicadas en los mantos de arcilla.

En lo que se refiere a la profundidad de la instalación, ésta deberá llevarse ya sea hasta localizar los mantos firmes del subsuelo o hasta aquella profundidad donde la presión normal, inducida por la sobrecarga en la superficie, alcance ya valores carentes de significación en lo que se refiere a la consolidación del subsuelo; esto suele suceder cuando los esfuerzos inducidos llegan a ser un 5 ó un 10% de la presión superficial. Conviene instalar varios piezómetros en un mismo eje de mediciones, en forma escalonada a diferentes profundidades.

Un enemigo muy importante de muchos piezómetros es el conjunto de efectos de corrosión y ataque a las partes metálicas fundamentales por parte de las aguas impuras, que por otra parte son tan frecuentes en las zonas de suelos blandos y compresibles en que los piezómetros han de usarse. El aislamiento de partes metálicas atacables debe verse por lo menos como



Partes constitutivas del piezómetro de la foto anterior.

muy difícil. La mejor manera de combatir estos efectos es la eliminación del uso de los metales y el diseño de aparatos con todas sus partes de plásticos no susceptibles a estos fenómenos.

La Fig. XIII-18 muestra gráficamente el conjunto de datos que es posible obtener de una instalación de piezómetros. En este caso se trata de piezómetros neumáticos instalados en los terraplenes de prueba que la Secretaría de Obras Públicas de México construyó con vistas a obtener datos para el proyecto de una autopista a través de la zona del Lago de Texcoco.

El terraplén tiene 3 m de altura, más un metro que corresponde a incrustación de material importado en la superficie lodosa del lago. En un caso presentan las medidas de 3 piezómetros instalados el mismo pozo, si bien se han dibujado separados por claridad; en el otro caso el pozo contiene dos piezómetros a diferentes profundidades. Los tiempos en que se reportan las medidas corresponden a fechas similares en los años que se indican.

La Fig. XIII-19 muestra esquemáticamente los datos que es posible obtener comparando la evolución del asentamiento con la de las presiones en el agua. Se trata de lecturas obtenidas bajo un terraplén de acceso de 12.5 m de altura, construido sobre un subsuelo arcilloso blando compresible; la evolución del asentamiento muestra que éste es un caso en el que la construcción previa del terraplén puede solucionar muchos problemas, puesto que prácticamente todo el asentamiento ha tenido lugar en los 5 ó 6 primeros meses. Debe notarse la correspondencia del proceso de carga con la elevación de presiones en el agua y del proceso de asentamiento con el descenso de dichas presiones, marcándose siempre un cierto retardamiento en la recuperación de las presiones con relación a los cambios de carga en la superficie.

Otros ejemplos del uso de piezómetros y de la información que de ellos puede obtenerse están contenidos, por ejemplo, en la Ref. 18.

La elección del piezómetro que se utilice bajo terraplenes en terrenos blandos depende mucho en un caso particular, pero en general convienen aparatos de respuesta rápida y muy resistentes a la acción de aguas salobres y contaminadas.



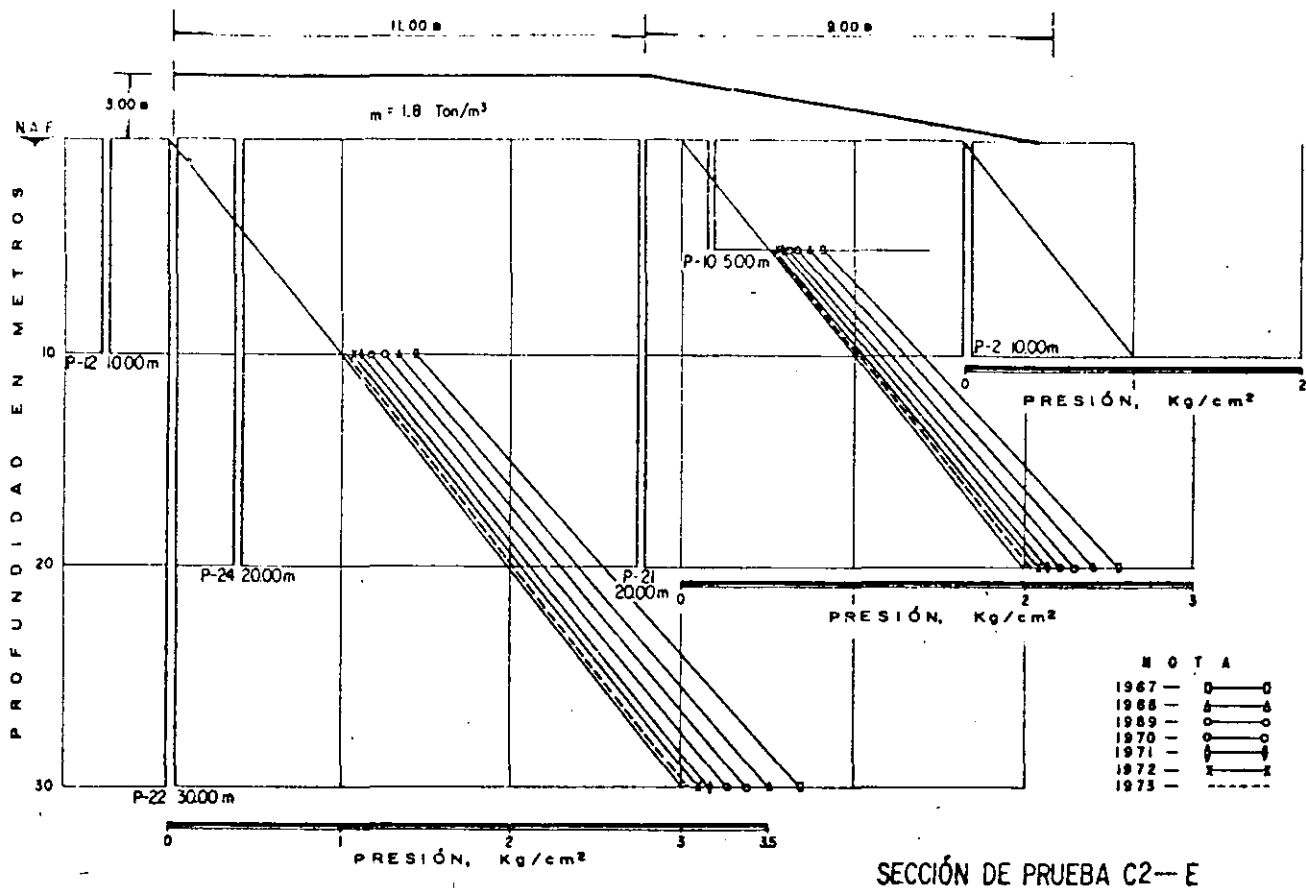


Figura XIII-18. Datos piezométricos bajo un terraplén construido sobre suelos blandos.

**D. Medición de la presión transmitida por los terraplenes al terreno de cimentación**

En todos los análisis de estabilidad se acepta que la presión transmitida por los terraplenes al terreno natural es el producto del peso específico del material que forma la estructura por la altura de la misma. Esta es, desde luego, una consideración suficientemente precisa en la gran mayoría de los casos, pero pudiera haber alguno en que tuviera realmente importancia conocer con la máxima exactitud posible la presión que se aplica. Esta puede diferir del producto antes dado, tal como éste pueda plantearse en un caso real, por tenerse incertidumbre en el peso volumétrico del material empleado, que puede variar por heterogeneidades en el propio material, por cambios en el proceso de compactación o por variaciones posteriores con el tiempo. Teniendo en cuenta que en las vías terrestres muchos terraplenes sobre suelos blandos han de diseñarse con factores de seguridad muy bajos (del orden de 1.1 ó 1.2), no es difícil imaginar casos en que convenga conocer valores muy precisos de la presión transmitida.

Otro caso en que puede resultar muy conveniente el medir presiones transmitidas por el terraplén no sólo en la sección de contacto con el terreno natural,

sino en planos horizontales a diferentes profundidades es aquel en que se desee verificar la hipótesis que se haya adoptado sobre distribución de presiones con la profundidad o en que se quiera comparar los asentamientos que ocurren a distintas profundidades con los esfuerzos normales verticales que a ellas llegan.

Todos los medidores de presión vertical son celdas de presión que miden esfuerzos totales aplicados sobre ellas. Casi todas las que hoy se utilizan son celdas eléctricas o hidráulicas. Las celdas eléctricas tienen por lo general un diafragma elástico deformable, sobre el que se instalan o cuerdas vibrantes o sistemas de medidores eléctricos de deformación (Fig. XIII-20), que funcionan en forma análoga a como se describió para el caso de los piezómetros eléctricos.

La celda es un cilindro de gran diámetro en comparación a su altura, cuya tapa superior suele ser flexible; bajo ella hay una cámara llena de aceite cuyo objeto es distribuir y uniformizar la presión que se ejerza sobre el diafragma medidor instrumentado, que es la verdadera unidad sensible del aparato y que contiene o el dispositivo de cuerda vibrante o los medidores eléctricos de deformación, de resistencia variable. Esta unidad sensible está integrada a un puente de Wheatstone, situado en la superficie, de manera que es posible detectar cualquier cambio de resis-

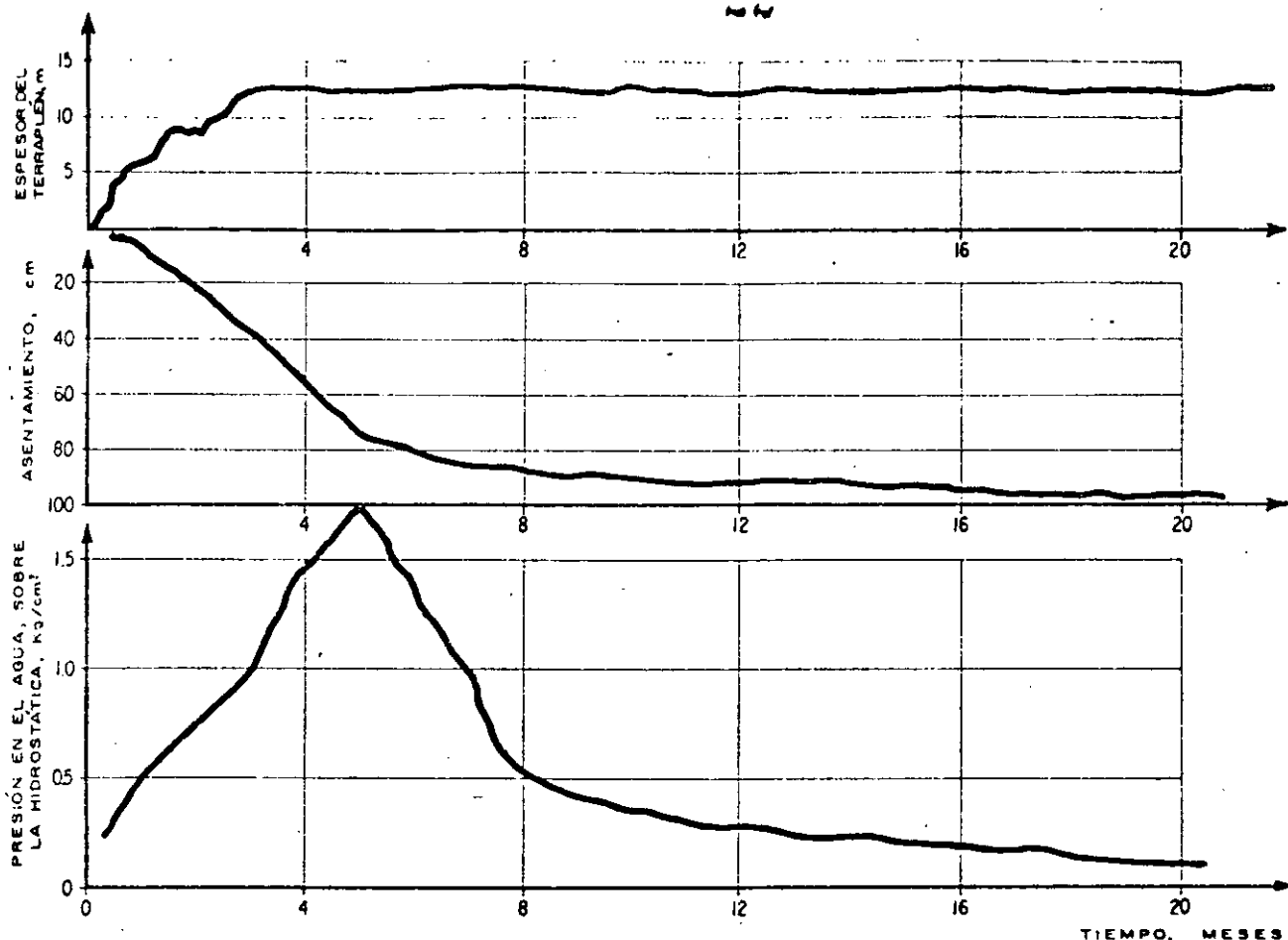


Figura XIII-19. Comparación entre la colocación de la carga, el asentamiento y la evolución de las lecturas piezométricas en el terraplén de acceso a un paso a desnivel.

cia que se produzca en el aparato, el cual, por calibración previa de laboratorio, indicará la presión homogeneizada por la cámara de aceite.

En rigor, instrumentos como el que someramente se acaba de describir son los que se utilizan en todos los problemas en que se desee medir presiones, tales como determinación de presiones de tierra sobre muros de retención, tablestacas, ademes, etcétera. Las celdas se fabrican desde diámetros de 60 cm o más, hasta 5 mm (con alturas de 2 mm), lo que hace posible la instrumentación de modelos de laboratorio a escala reducida.

Como cualquier medidor interno, las celdas eléctricas medidoras de presión alteran el campo de esfuerzos de la masa de suelo en que se incluyen; el medidor ideal sería aquel que tuviera las mismas condiciones de deformabilidad que el suelo.

Las celdas de funcionamiento hidráulico son generalmente menos costosas y más resistentes; las hay que trabajan a volumen constante y a contrapresión. Los aparatos a volumen constante (Ref. 4) tienen una celda deformable llena de agua, la cual se entierra en el suelo, tal como se describió para el caso de las celdas eléctricas; de ella sale una tubería llena tam-

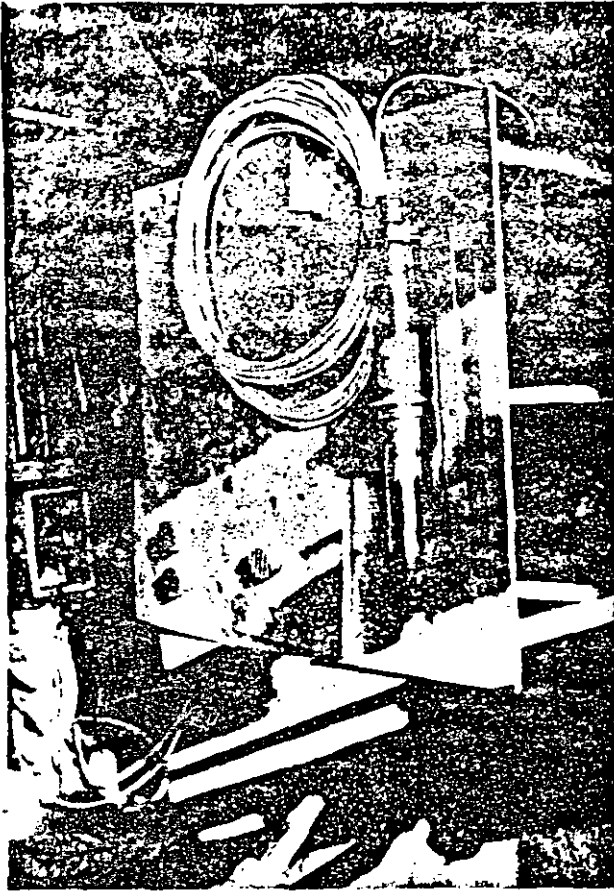
bién de agua que llega hasta un manómetro. El aparato trabaja por lectura directa, que hace el manómetro, de la presión que se genera en el interior de la celda.

Un aparato que trabaja a contrapresión se describe con base en la Fig. XIII-21 (Ref. 4).

El dispositivo, de diseño alemán y debido a Glotzl, consta de una celda, una cámara reguladora, una bomba manual y una consola de medición. La celda es análoga a las ya descritas, provista de una tapa flexible, a través de la que se transmite la presión y está llena de agua.

La cámara se comunica con la celda por un tubo delgado y rígido y posee dos compartimientos separados por un diafragma. Del segundo compartimiento salen dos tubos, uno que se conecta a la bomba manual y otro de purga. La bomba se comunica con un depósito de aceite y con un manómetro.

En un principio, todo el sistema, desde la cámara reguladora a la bomba manual está lleno de aceite y cuando la bomba se hace operar se establece un flujo continuo en el que el aceite es tomado del depósito inyectado al compartimiento 2 de la cámara y devuelto al depósito por el tubo 4. El diafragma separador



Piezómetro neumático.

de los compartimientos de la cámara, cuando está en equilibrio, permite este flujo.

Cuando se aplica una presión del terreno,  $p$ , sobre la celda, ésta se transmite hasta el diafragma de la cámara reguladora, deformándolo hacia el compartimiento 2; al suceder esto, el diafragma obtura el tubo 4 y se interrumpe el flujo del aceite que arriba se mencionó. En este momento, con ayuda de la bomba, se ejerce una presión de aceite sobre el diafragma de la cámara, empujándolo hacia el compartimiento 1, o sea hacia su primitiva posición de equilibrio. De esta manera se libera el tubo 4 y se puede restablecer el flujo de aceite. Obviamente la presión que lea el manómetro en el instante en que se restablezca el flujo del aceite es la que el terreno aplicó en la celda.

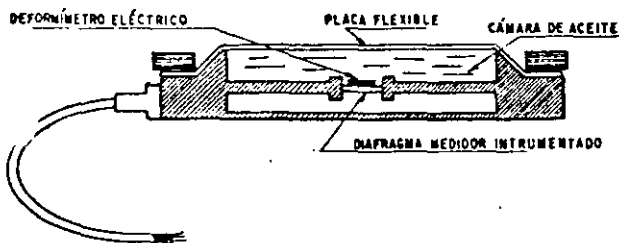
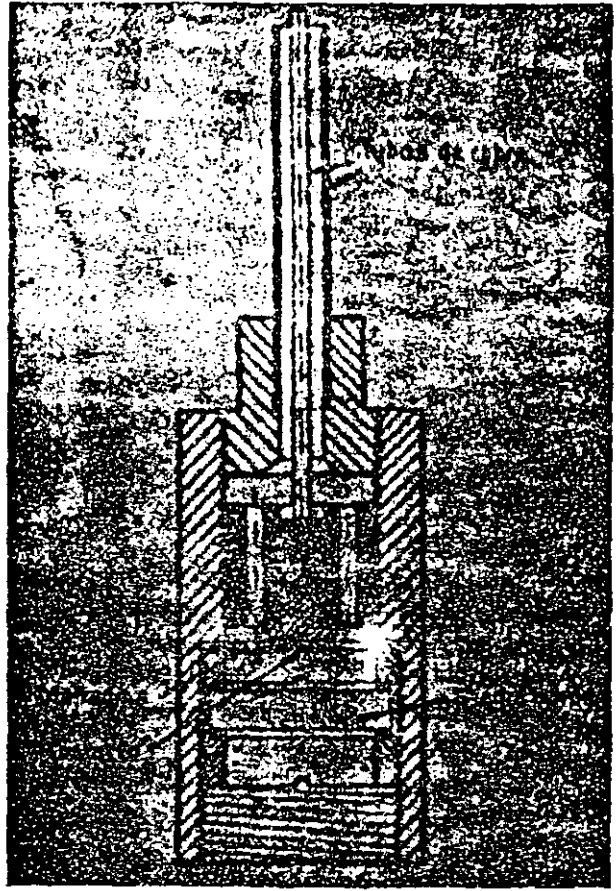


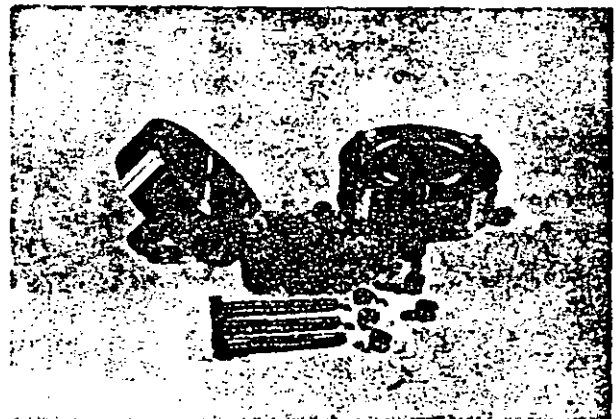
Figura XIII-20. Celda medidora de presión.



Otro modelo de piezómetro (U. S. Bureau of Reclamation).

### XIII-3 INSTRUMENTACION DE TERRAPLENES PARA ESTUDIOS DE ESTABILIDAD

La necesidad de realizar mediciones de campo en terraplenes para estudiar otros problemas de estabilidad que no sean los emanados de la construcción sobre suelos blandos y compresibles ha surgido sobre todo de la tecnología de las presas, especialmente a



Celda de presión.

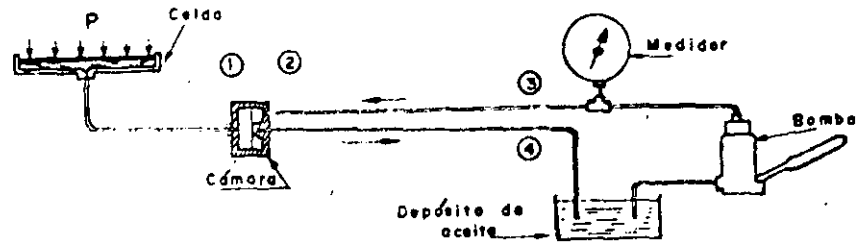


Figura XIII-21. Celda de presión hidráulica a contrapresión (Ref. 4).

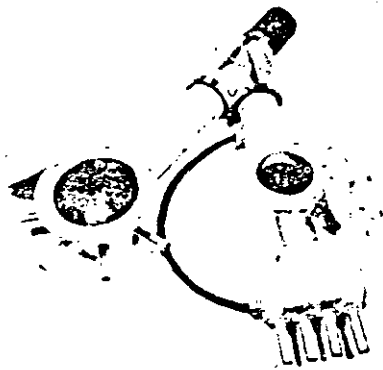
partir de las épocas en que se empezó a intentar la construcción de estructuras cada vez más altas y complejas (ver, por ejemplo, la Ref. 19). Los éxitos logrados en aquel campo han llevado a una utilización cada vez más frecuente de las técnicas de instrumentación en rápido desarrollo a varios problemas importantes conectados con la construcción de taludes o con la estabilidad de laderas naturales en las vías terrestres.

La instrumentación de terraplenes y taludes en general tiene objetivos básicos de varios tipos:

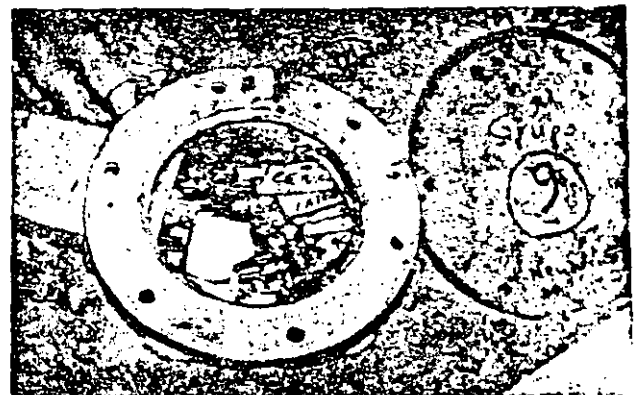
- Verificar el comportamiento de las estructuras durante la construcción para comprobar las hipótesis de diseño y la evolución prevista del factor de seguridad. Este objetivo es básico en presas y puede parecer algo más sofisticado en relación a terraplenes de vías terrestres, pero debe recordarse que las carreteras y los ferrocarriles modernos exigen y lo harán todavía más en el futuro, la erección de terraplenes muy altos, ante los que pudieran ya resultar inquietantes, como sucede en las presas, las incertidumbres de diseño. Así pues, este objetivo no será de ningún modo rutinario en las vías terrestres, pero no debe excluirse la posibilidad de que surja.
- Conocer el comportamiento de la estructura erigida a lo largo de su vida útil o de un periodo dilatado de ella. Los grandes pedraplenes o los terraplenes altos se deforman bajo su propio peso de un modo que dista de estar claramente establecido; de la misma manera, son inciertas también las correlaciones entre el

comportamiento estructural y los diferentes métodos constructivos en uso o que pudieran ocurrirse. Las virtudes de cada uno de estos métodos sólo podrán constatarse eficazmente si se tiene un acervo suficiente de datos de comportamiento real.

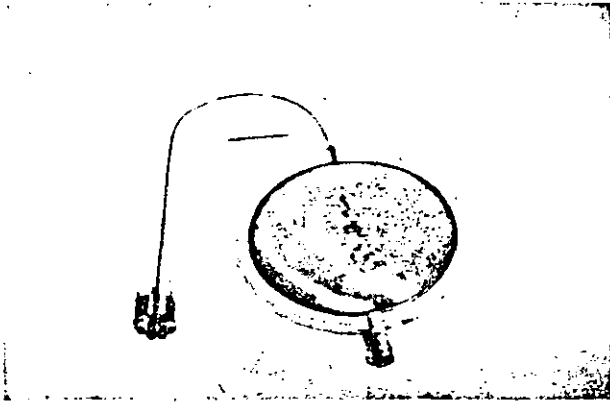
- Establecer claramente las condiciones cinemáticas de fallas pre-existentes a la acción del ingeniero o surgidas de ella, que ocurran en cortes y laderas naturales. La determinación de la forma de la superficie de falla, de la naturaleza, magnitud y variaciones estacionales de los movimientos, de los cambios de posición relativa de las diferentes masas de tierra o roca involucradas, etcétera, son según la experiencia de los autores, requisitos indispensables para aspirar a resolver problemas tales como los que se han presentado en el apartado A-2, del párrafo VI-2 del volumen I de esta obra, así como de todas las fallas controladas en la autopista Tijuana-Ensenada, que se han ejemplificado en diferentes partes de la misma. En las soluciones a este tipo de problemas, que son seguramente los más difíciles e importantes que es dable encontrar en las vías terrestres, los aspectos cinemáticos son probablemente aún más importantes que los de resistencia, que tradicionalmente se contemplan en conexión con los problemas de estabilidad de taludes, dicho sea sin restar importancia a estos últimos; la instrumentación de campo es el único medio a disposición del ingeniero para llegar a imágenes correctas del deslizamiento lento que esté teniendo lugar y sin esa imagen todo



Celdas medidoras de presión.



Detalle interior de una celda.



Una celda apropiada para medir presiones de tierra sobre elementos de retención.

intento de corrección será trabajo a ciegas. Las Refs. 21 y 22 son dos reseñas de trabajos de este estilo que pueden servir para ejemplificar y justificar las afirmaciones anteriores.

El costo de un programa de instrumentación de campo relacionado con comportamiento de taludes y laderas naturales debe siempre justificarse en términos del proyecto específico que se desee estudiar, lo que usualmente no es difícil en los problemas im-

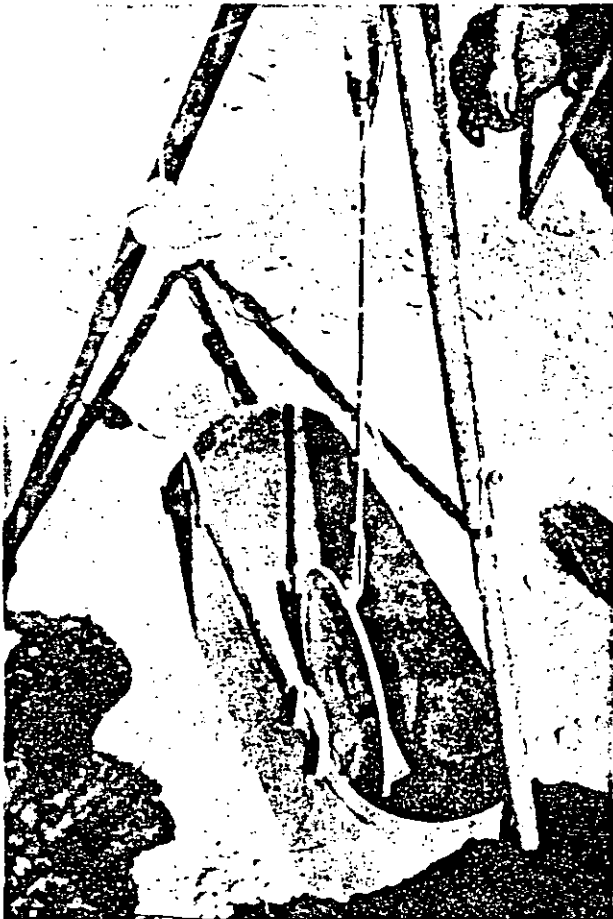
portantes, pero tiene un beneficio marginal que no suele verse en esos análisis y que se refiere a la gran cantidad de experiencia y sólido conocimiento que de ellos suele extraerse, el cual es altamente capitalizable en obras posteriores y en situaciones similares. Es firme opinión de los autores que este fundamental beneficio justifica casi cualquier esfuerzo que pueda hacerse en materia de instrumentación de campo de un caso de interés. Las Refs. 23 y 24, que recogen mucha de la experiencia que se ha ido adquiriendo con instrumentación hecha en el pasado, ilustran suficientemente este criterio.

Cuando se desarrolla un programa de instrumentación de campo en terraplenes, cortes o laderas naturales suele buscarse información sobre uno o varios de los siguientes tópicos (Ref. 24):

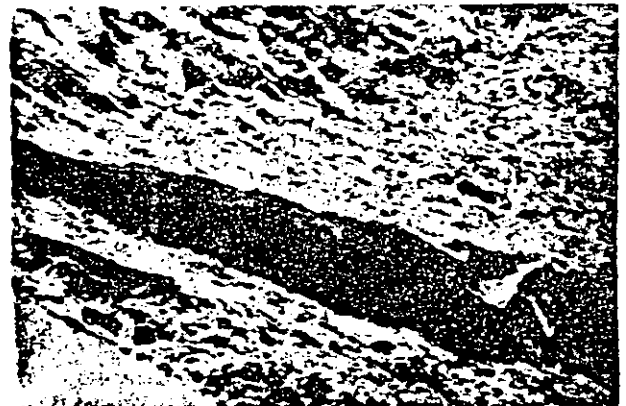
- Movimientos horizontales y verticales.
- Esfuerzos actuantes en la dirección vertical u horizontal.
- Presiones de poro y su evolución.
- Efectos de sismos, incluyendo tanto la acción del terremoto como la respuesta de la estructura térrea.
- Características del flujo interno del agua.
- Medición de las propiedades mecánicas in situ, tanto del terraplén como de su terreno de cimentación.

#### A. Controles superficiales

Al igual que en el caso de terraplenes sobre suelos blandos, se trata ahora de establecer un control topográfico sobre puntos convenientemente situados en la superficie de los terraplenes para obtener información de la dirección y la velocidad de los movimientos. Después de realizar varios ciclos de medición será posible dibujar una planta topográfica en la que pueda representarse el movimiento de cada punto controlado por medio de un vector; el conjunto de todos estos suele dar una idea muy objetiva de cómo ocurren los movimientos y de la velocidad con que se



Instalación de una celda medidora de presión.



Superficie de falla expuesta en un terraplén.

manifiestan. El problema más difícil suele ser establecer una línea de referencia fija, situada fuera de la influencia de los movimientos, a la que puedan referirse los movimientos de todos los puntos controlados; se trata de no tener que trabajar sobre distancias demasiado grandes, que inducen a errores inevitables de importancia. La Ref. 25 describe un sistema de alta precisión utilizando para controlar los movimientos de puntos situados sobre la cresta de la presa del Infiernillo. En las fallas de la autopista Tijuana-Ensenada, algunas de cuyas plantas se mostraron en el Capítulo VII, se dispusieron los puntos de control sobre ejes que cruzan a lo ancho la zona de falla; los dos extremos de cada eje están fuera de la zona móvil y definen una línea base, que puede ser reconstruida en su posición original cada vez que se lleva una medición. Los movimientos se manifestarán por una serie de desviaciones de los diferentes puntos respecto de la línea base original, las cuales pueden determinarse por una triangulación topográfica hecha sobre la línea base original, con la ayuda de los puntos fijos fuera de la línea móvil que sean necesarios. La Ref. 26 describe otro caso muy interesante de control superficial por medio de triangulación, esta vez en la presa Netzahualcóyotl, en el Sureste de México.

Muchas veces se precisa localizar zonas en las que ocurre tensión o compresión. Para ello se han desarrollado sencillos resortes (Ref. 24) calibrados cuyo cambio en longitud puede medirse. En mediciones más precisas, tales como por ejemplo creeps, estos resortes pueden colocarse dentro de tubos de plástico, ligeramente enterrados o puede recurrirse a una instalación de alambres en tubos de plástico. El registrador de movimientos es el mismo en todo este estilo de instalaciones y vale la pena describirlo con algo de detalle, en vista de que se utiliza con ligeras variantes en casi todos los medidores de desplazamientos horizontales. Un potenciómetro eléctrico (Fig. XIII-22) es esencialmente una resistencia eléctrica, generalmente dispuesta en forma circular, sobre la que puede correr una aguja *A*, que divide a la resistencia inicial en dos partes,  $R_1$  y  $R_2$ . Un eje *E* puede girar cuando lo induce a ello la tensión que recibe de un cable *C*; dicho cable es mantenido siempre tenso por un resorte calibrado, tal como se ve en la Fig. XIII-22. La aguja *A* forma también parte del circuito eléctrico y recibe la corriente de un cable alimentador. Las resistencias  $R_1$  y  $R_2$  están unidas a un puente de Wheatstone (de hecho son dos de las resistencias del puente), que se encuentra colocado en una consola de medición en la superficie del terreno.

La operación es como sigue. Con referencia al medidor de desplazamiento superficial de alambre en el interior de la tubería de plástico, mencionado más arriba, imagínese que una placa de anclaje soldada a ese alambre y embebida en el terreno sufre un desplazamiento horizontal; como consecuencia cambiará la tensión inicial en el cable *C*, girará el eje *E*, variará la posición de la aguja *A* y el puente de Wheat-

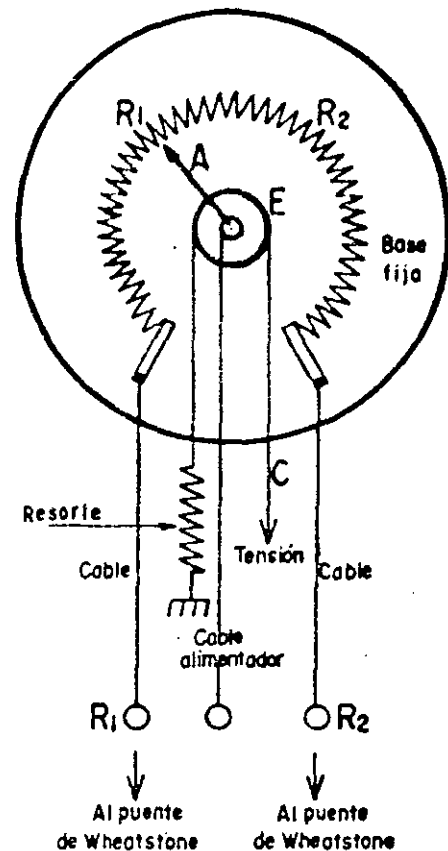
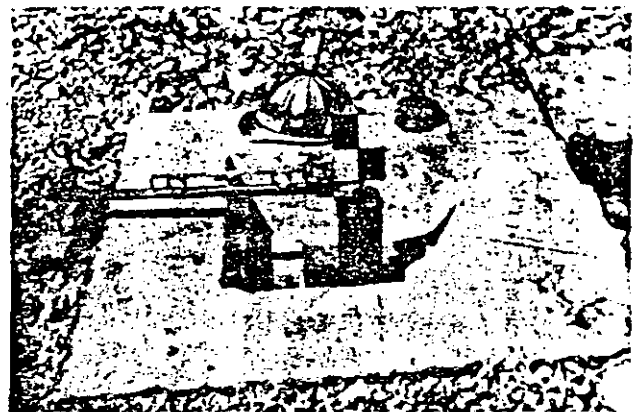


Figura XIII-22. Croquis de un potenciómetro utilizado mecánicamente para medir desplazamientos horizontales.

stone registrará un cambio, que por calibración previa de laboratorio podrá indicar simplemente qué desplazamiento ha ocurrido. En este tipo de dispositivos suele ser necesario, cuando se pretende obtener alta precisión, compensar las variaciones de longitud de los alambres por cambios de temperatura, lo cual puede hacerse colocando termopares alámbricos al lado de la instalación, como testigos, para conocer los cambios de longitud que son específicamente debidos a dilataciones térmicas.



Referencia superficial.

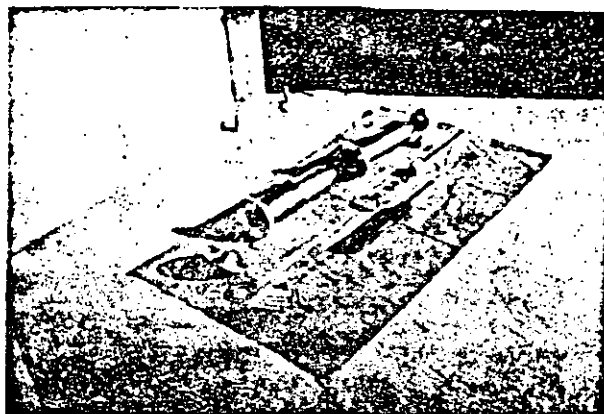
## B. Medición de asentamientos y movimientos verticales

Este tipo de mediciones puede hacerse con dos estilos diferentes; o bien se colocan los instrumentos de manera de medir los desplazamientos verticales en muchos puntos de un mismo nivel horizontal o se colocan verticalmente para medir los desplazamientos de varios puntos de una misma línea vertical, obteniéndose así el asentamiento de estratos o zonas de espesor conocido.

Un tipo frecuente de instrumento para instalaciones del segundo tipo de las arriba mencionadas es el torpedo de asentamientos, descrito en la sección A-2 del párrafo precedente de este Capítulo. La Ref. 27 describe un aparato similar que se ha utilizado en enrocamientos de presas en muchas ocasiones. Consiste en una serie de tubos telescópicos, con secciones de 3.8 y 5.1 cm (1.5 y 2 plg) que se colocan alternadamente. Las secciones se anclan al material del terraplén por sistemas de brazos en cruz, colocados de trecho en trecho. Un torpedo similar al ya descrito detecta cómo se van modificando las distancias en que comienzan y terminan los tramos de menor diámetro.

Un sistema muy elemental pero efectivo para medir el enjuntamiento relativo de varios puntos del terraplén en una cierta línea vertical es el que se muestra en la Fig. XIII-23 (Ref. 24).

Un bastidor metálico se coloca sólidamente hincado en la superficie del terreno. Unidos a él hay una serie de resortes calibrados, que se conectan a cables en cuyo extremo inferior hay una placa de anclaje,



Extensómetro para detección de movimientos horizontales y verticales.

instalada a diferentes profundidades. Con el asentamiento, la placa se mueve estirando el resorte calibrado que da tensión constante; en los cables y en el brazo del bastidor existen señales que permiten estimar cuánto ha bajado la placa de anclaje correspondiente. Frecuentemente los cables se colocan en un mismo pozo. Si se conocen los movimientos verticales de la superficie del terraplén, los asentamientos relativos se transforman en absolutos.

La Fig. XIII-24 (Ref. 24) muestra otro dispositivo para medir desplazamientos verticales en varios puntos a distintos niveles de un mismo pozo. En una perforación que no necesita ser más ancha de 8 ó 10 cm, no ademada o con un ademe muy débil en el caso de los suelos más finos o de arenas puras, se instalan varias anclas, de las que el croquis muestra

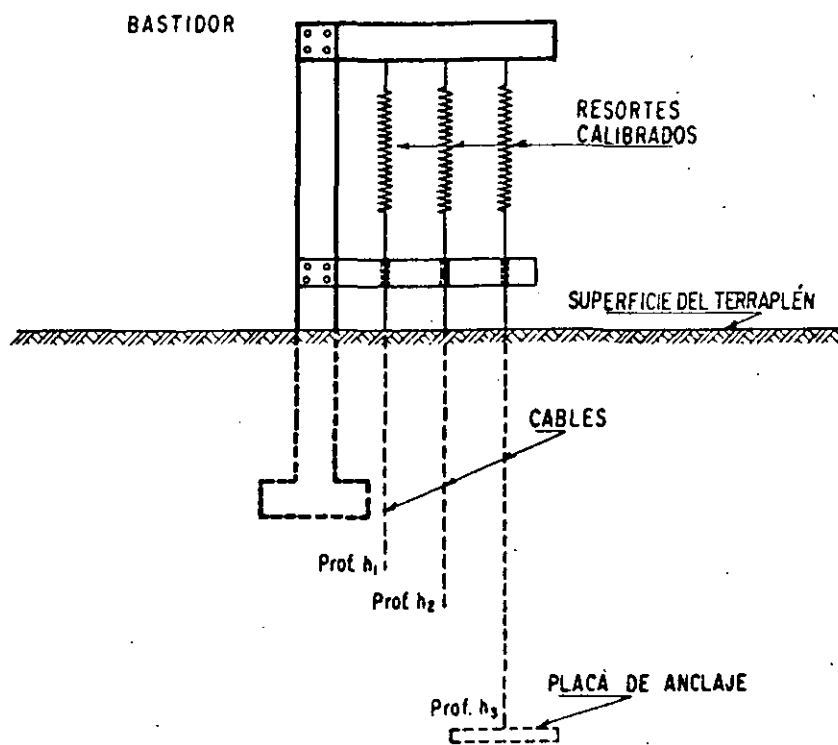


Figura XIII-23. Dispositivo para medir asentamientos relativos en una vertical en el interior de un terraplén (Ref. 24).

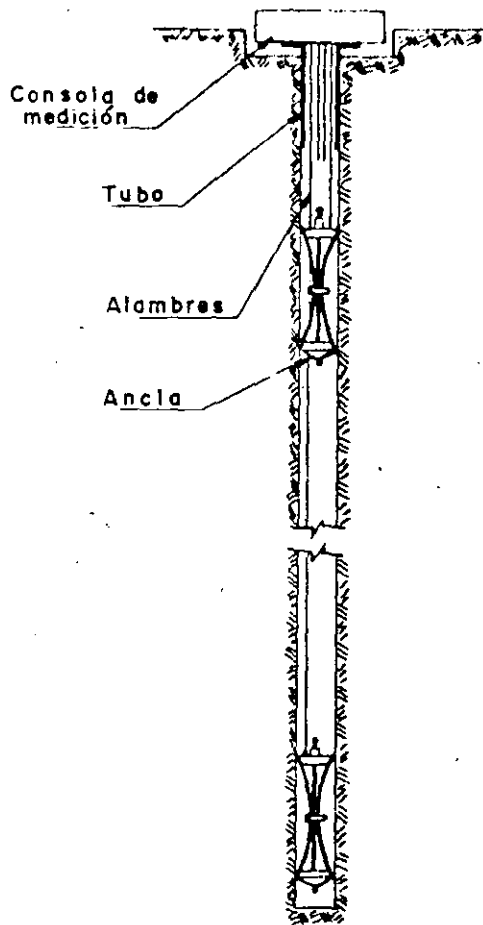
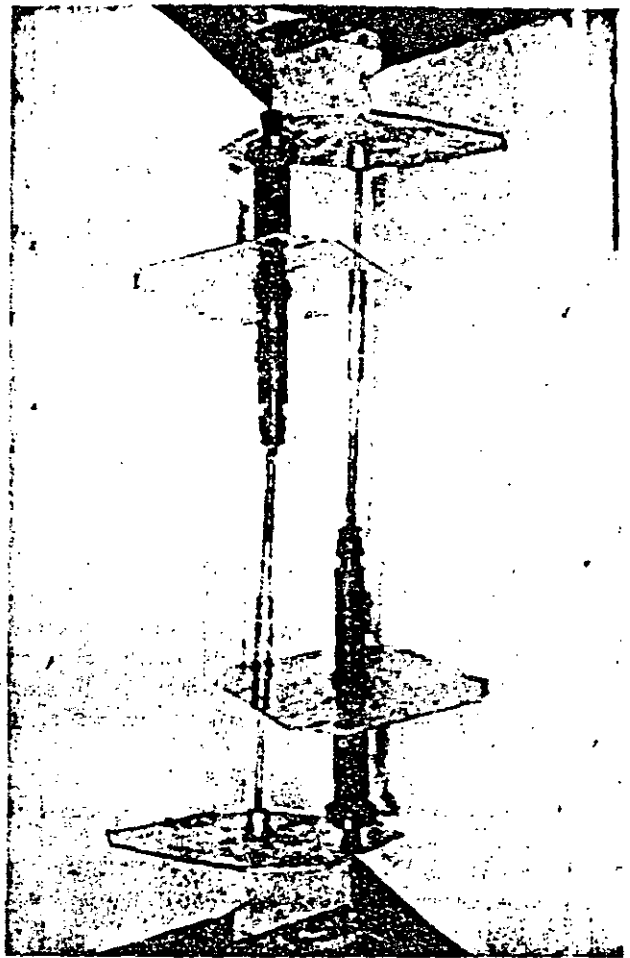


Figura XIII-24. Aparato para medir asentamientos en terraplenes (Ref. 24).

dos. Estas anclas pueden ser de cualquier tipo de los muchos existentes, pero el croquis muestra un tipo de ancla expansiva que, después de introducida, aumenta su diámetro y se hinca en el suelo o se entalla en la roca, rompiendo el ademe del pozo, si lo hubiere. El ancla está unida a través de un alambre a tensión constante con un potenciómetro análogo al descrito en el párrafo A de este inciso, de manera que cualquier cambio en el nivel del ancla puede ser interpretado por calibración previa, conociendo el desplazamiento vertical correspondiente.

Las Refs. 24, 28 y 29 describen otros dispositivos análogos al anterior, que pueden presentar ventajas en ciertos tipos de suelos.

En lo que se refiere a los aparatos medidores de asentamientos del primer tipo arriba mencionado, es decir, de los que se instalan cuando se desea medir los movimientos verticales de varios puntos de un mismo plano horizontal puede decirse que casi todos son similares a los descritos en el apartado A-3 del inciso XIII-2 de este Capítulo. La Ref. 24 describe con detalle una variante de interés que fue instalada recientemente en la presa Oroville (E. U. A.).



Un medidor de movimientos verticales.

### C. Medición de movimientos horizontales

Los inclinómetros, ya descritos en páginas anteriores de este Capítulo, son seguramente los instrumentos más utilizados en trabajos serios de instrumentación de taludes, cuando se trata de medir los desplazamientos horizontales que se producen. Naturalmente, los aparatos empleados son los descritos. Cabe comentar que en el caso de taludes, sean laderas naturales, cortes o terraplenes, el uso más frecuente de estos instrumentos es para detectar la posición de una superficie de falla antigua o recién formada y para estimar el carácter y la magnitud de los movimientos que sobre ella pueden tener lugar. Teniendo en cuenta lo anterior, no se hará en este momento ninguna descripción o referencia al empleo de estos aparatos, cuya utilidad para fijar la superficie de falla, cuando sobre ella existen masas móviles, queda sobradamente probada por la información contenida en la Fig. VII-37, incluida en páginas anteriores de este libro, que ejemplifica un uso de la instrumentación de campo cada día más frecuente y de utilidad más palpable. Las Refs. 19, 26, 30 y 31 proporcionan ejemplos del uso de inclinómetros en conexión con diversas estructuras de tierra, generalmente todas rela-



comadas con el campo de las obras hidráulicas. Las Refs. 21 y 51 describen un uso muy intenso de estos aparatos en un importante problema de estabilidad de laderas naturales y grandes terraplenes en una autopista. La Ref. 22 describe otro programa de instrumentación que incluye inclinómetros, también en conexión con la construcción de carreteras.

La Fig. XIII-25 muestra otro tipo de medidor de movimientos horizontales que se ha utilizado muy frecuentemente en terraplenes.

El aparato consiste en una tubería (parte a de la figura), provista de extensiones en cruz, que sirven para anclarla en el material del terraplén, de manera que se pueden seguir los movimientos de éste gracias a un conjunto de juntas con coples telescópicos (detalle c de la figura). Toda la tubería se coloca en la posición deseada durante la construcción del terraplén (parte b de la figura). La medición propiamente dicha puede hacerse con varios sistemas. El primero de ellos podría ser instalado en el interior de la tubería un cable a tensión constante, unido a un potenciómetro eléctrico, utilizando un principio de trabajo ya descrito en páginas anteriores. La técnica japonesa utiliza como unidad de medición un dispositivo análogo al inclinómetro de Wilson, el

l puede introducirse manualmente a cualquier punto de la tubería, detectando la posición de los coples telescópicos; por su inclinación, la unidad medidora puede proporcionar la traza de la tubería deformada en cualquier momento de la vida del terraplén. Existe adicionalmente un control hidráulico de nivel del inclinómetro por medio de un manómetro; para efectuarlo, la sonda tiene en su interior una cámara llena parcialmente de un líquido y es la altura de este líquido lo que el manómetro mide. La

Fig. XIII-26 muestra el tipo de información que es posible obtener de estos dispositivos.

La técnica californiana (Ref. 32) ha desarrollado un aparato muy sencillo que permite medir los desplazamientos horizontales y verticales dentro de un terraplén (Fig. XIII-27). En una trinchera hecha en el momento de la construcción se instala una tubería de plástico telescópica, tal como se muestra en la parte a de la figura. Dentro de la tubería hay una serie de cables unidos a unas anclas rectangulares metálicas, de manera que cada ancla se liga a un cable, pero deja pasar los correspondientes a las anclas situadas más hacia el interior. Todos los cables se reúnen en una caja de mediciones (parte b de la figura), que está instalada en una base de concreto en la parte exterior del terraplén. En el momento de las mediciones deberá controlarse la posición de esa base por métodos topográficos.

Dentro de la caja de mediciones hay una escala respecto a la cual puede medirse la posición de una serie de marcas sobre los cables. Una serie de pesos mantiene los cables en una tensión constante. Los movimientos verticales pueden medirse en este dispositivo instalando en las anclas tramos de tubo lleno de agua y controlando simplemente el nivel de ésta.

Mayor precisión en la lectura de los movimientos horizontales podría obtenerse utilizando el sistema de control eléctrico por medio de potenciómetros, que ya fue descrito.

Muchos de los instrumentos que se han descrito con referencia a la medición de movimientos verticales pueden utilizarse para medir los horizontales, simplemente variando correspondientemente su posición dentro del terraplén.

En la Ref. 25 se describe un tipo de extensómetro que puede medir los desplazamientos horizontales en

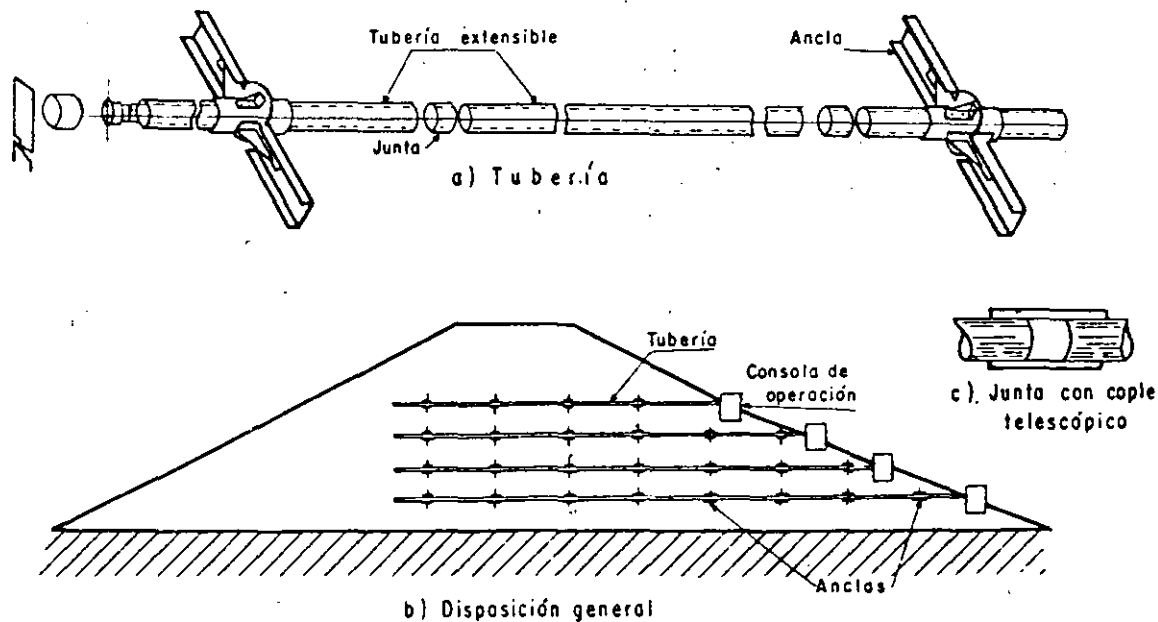


Figura XIII-25. Dispositivo para medición de movimientos horizontales en un terraplén.

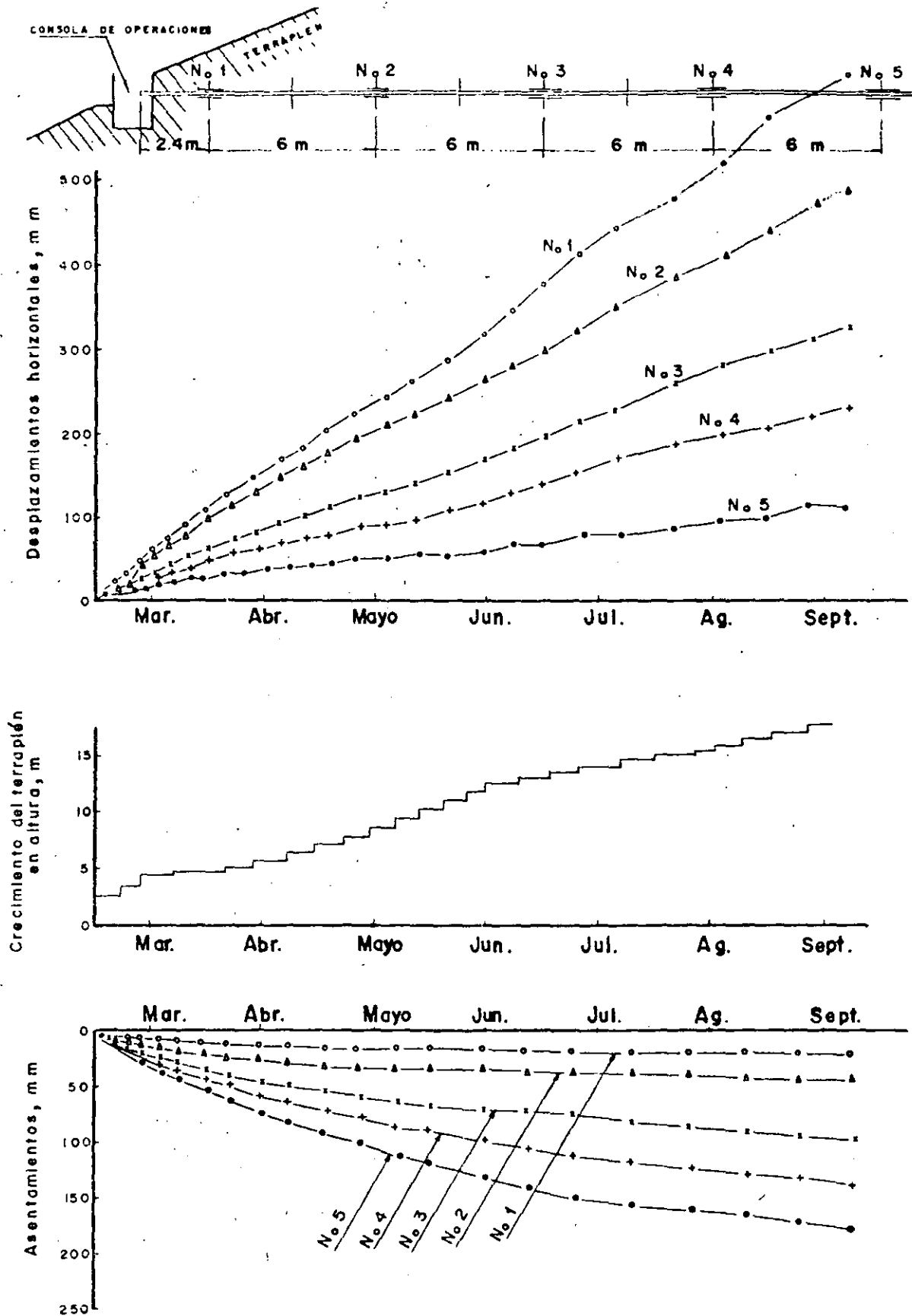
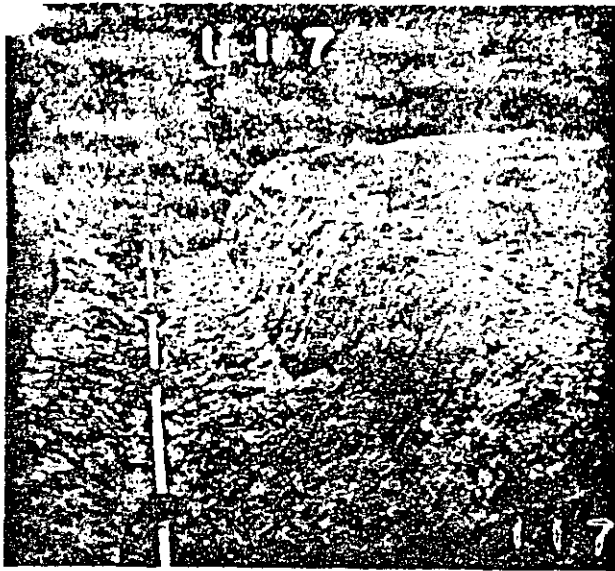


Figura XIII-26. Tipo de información obtenible con un dispositivo de medición de movimientos horizontales y verticales dentro de un terraplén.



Deformímetro horizontal en posición.

tres direcciones del plano (Fig. XIII-28); fue instalado por Marsal y sus colaboradores en la presa del Infiernillo.

El aparato consta de un cuerpo que se aloja en el plano en el que se desean medir los desplazamientos y del que salen tres patas formadas por tubería telescópica metálica o plástica, con una placa de anclaje al extremo de cada una, embebida en el material del terraplén. Otro tubo vertical lleva las necesarias conexiones a una caja medidora en la superficie del terraplén (parte *b* de la figura). Dentro de cada una de las tres patas existe un cable unido al ancla extrema, que se mantiene a tensión constante por medio de un resorte espiral. Cualquier movimiento en el ancla se transmite al cable y a un eje situado en el cuerpo del aparato, que actúa sobre un potenciómetro del tipo descrito en la Fig. XIII-22. De acuerdo con un método de trabajo ya descrito, la lectura de los cambios en el potenciómetro, hecha en un puente de Wheatstone, permite, por una simple calibración previa de laboratorio, conocer los movimientos que han tenido lugar. La determinación de los movimientos en tres direcciones puede ser muy valiosa en el momento de la interpretación teórica de las lecturas. Las anclas pueden colocarse a tres o cuatro metros de la caja que constituye el cuerpo del aparato.

Uno de los aspectos críticos del funcionamiento de estos instrumentos es su colocación, que debe orientarse según las direcciones en que se esperen los movimientos más importantes; esto es especialmente cierto en las secciones próximas a los extremos del terraplén, en las que los movimientos se producen en una más compleja y es difícil prever los predominantes, por lo que habrán de colocarse instrumentos con diferentes orientaciones si las mediciones se desean con mucho detalle.

La Fig. XIII-29 corresponden a otro tipo de defor-

mómetro que mide los desplazamientos de puntos en un plano normal a su eje.

Se coloca en el terreno un tubo de plástico dispuesto en tramos, con coples telescópicos y de manera que la boca del tubo en la superficie y su extremo más profundo queden perfectamente fijos. En el interior del tubo se dispone un alambre tensado, con un dispositivo que lo mantiene fijo en la posición inicial; este dispositivo puede ser un resorte situado en la superficie del terreno. El tubo se hace telescópico para que pueda absorber movimientos verticales, los cuales, por otra parte, han de ser medidos por otro procedimiento diferente del aparato que se describe. Cada cople telescópico constituye una unidad de medición, dentro de la cual existe una pieza que tiene en un extremo una horquilla entre cuyas dos puntas hay una resistencia eléctrica y en el otro un contrapeso *W* (parte *c* de la figura). La función del contrapeso es mantener la resistencia eléctrica siempre en contacto con el alambre central del dispositivo, para lo cual la pieza tiene un eje en torno al cual gira. La parte *b* de la figura describe el principio de medición. En la superficie del terreno hay un puente de Wheatstone que contiene dos de sus resistencias; las otras dos ( $R_1$  y  $R_2$ ) las proporciona la resistencia contenida en la unidad de medición, que queda dividida en dos tramos por el alambre central, de manera que con una calibración eléctrica previa puede conocerse desde la superficie el desplazamiento lateral que haya sufrido la tubería al nivel en que esté la unidad de medición que se controla, pues ese desplazamiento del tubo provocará un desplazamiento relativo de la resistencia eléctrica en contacto con el alambre central, en relación a éste, que se mantiene fijo, lo que modifica los valores de  $R_1$  y  $R_2$  y permite hacer una lectura en el puente.

Colocando varias unidades de medición puede llegarse a tener una imagen de la línea deformada que adopta el tubo con el paso del tiempo; esta imagen es similar a la que podría proporcionar un inclinómetro. Obviamente el aparato sólo mide desplazamientos muy pequeños, pues en el momento en que la deformación es suficientemente grande la pieza balanceada de las unidades de medición entraría en contacto con las paredes del tubo y el aparato quedaría inservible; por otra parte, las mediciones son de gran precisión. También debe notarse que sólo se miden los desplazamientos en la dirección en que se coloque la resistencia interior ( $R_1 - R_2$ ), lo cual fija la disposición del aparato, si las direcciones del desplazamiento son conocidas; si no lo son, podrán colocarse unidades con sus resistencias dispuestas ortogonalmente para obtener las componentes de los desplazamientos.

La utilidad de un aparato como el que acaba de describirse en los grandes terraplenes de las vías terrestres será necesariamente limitada, pues los desplazamientos que suelen interesar en éstos son de mayores dimensiones que los que el aparato es capaz de medir;

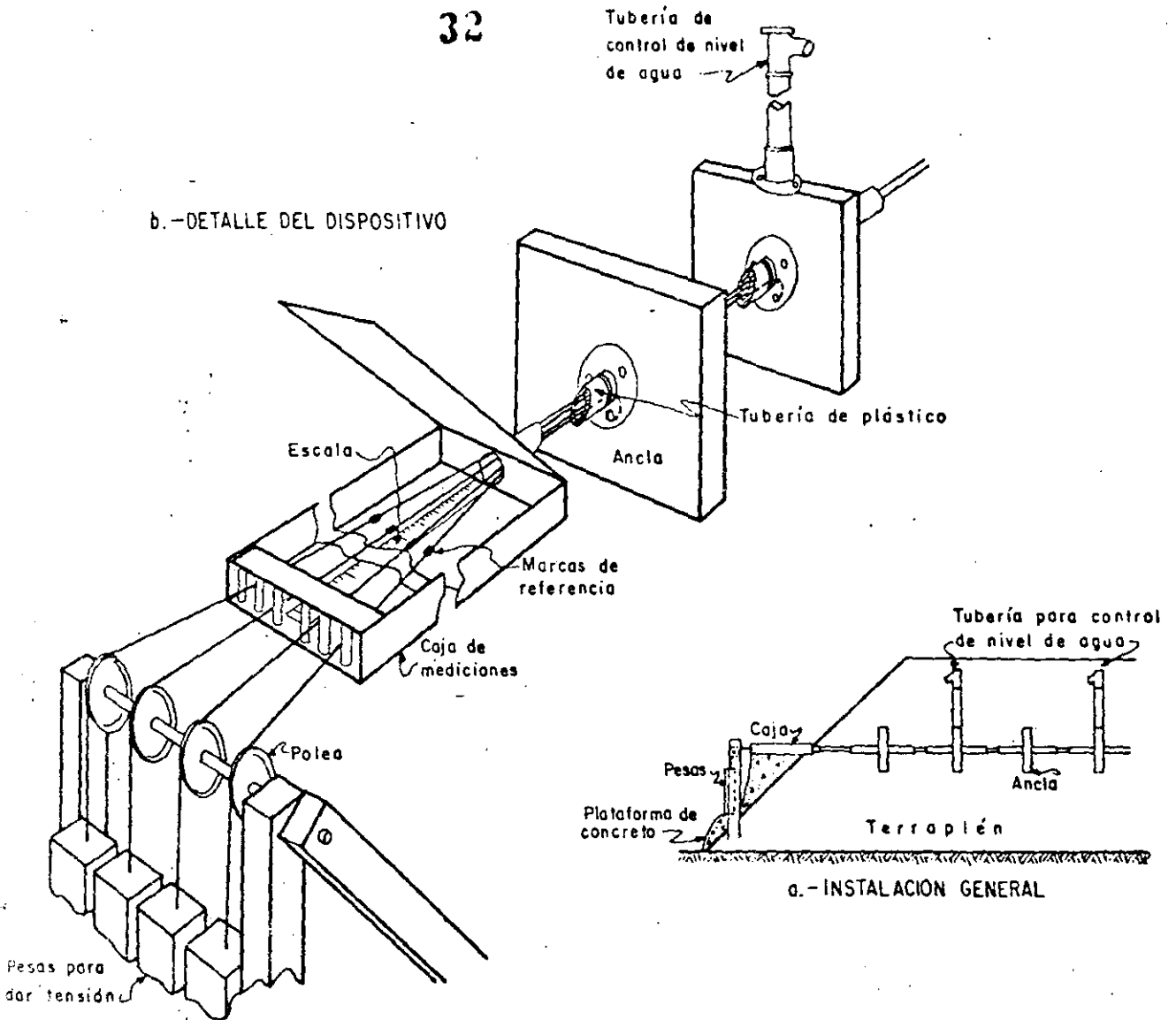


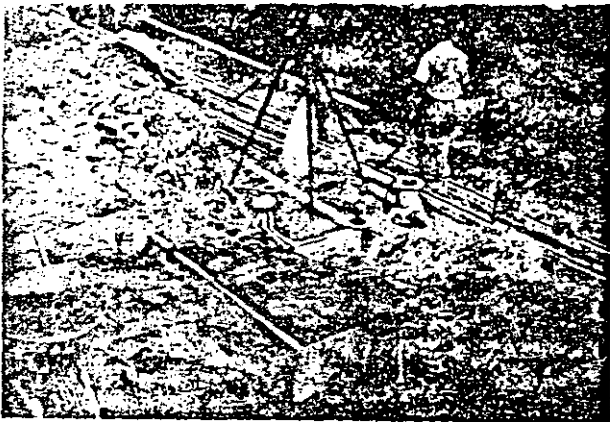
Figura XIII:27. Dispositivo para medir movimientos verticales y horizontales en un terraplén. Técnica Californiana (Ref. 32).

el uso de estos dispositivos se concibe más bien ligado a problemas de excavación de túneles, cuando se de-

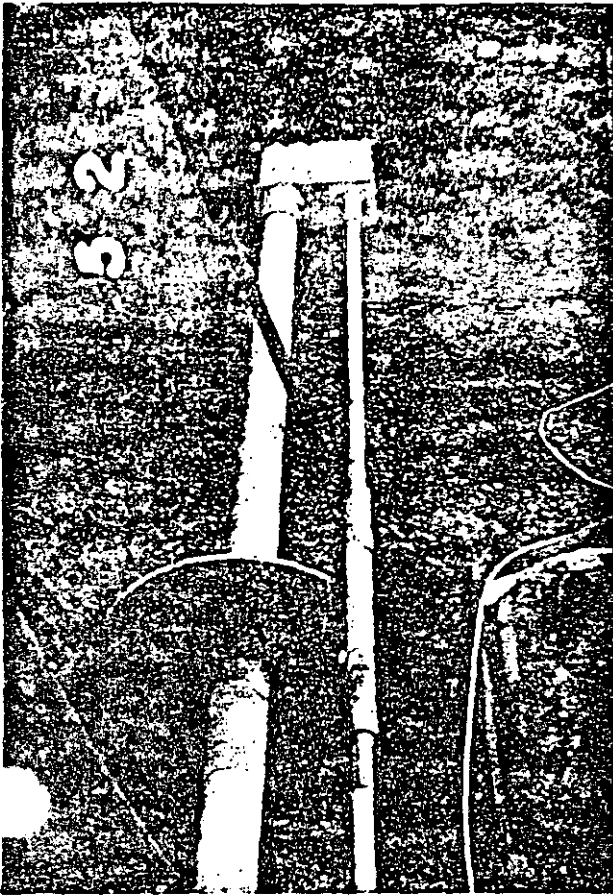
seen medir los desplazamientos que puedan tener lugar en un macizo de suelo o roca como consecuencia de la propia excavación; con esta finalidad se instalaron aparatos de esta naturaleza durante la construcción de la presa de La Angostura en México.

Cabe comentar que el dispositivo anterior puede disponerse con la tubería en posición horizontal, en cuyo caso se tendrá un muy sensible medidor de pequeños desplazamientos verticales.

Otro deformómetro longitudinal que merece citarse es uno desarrollado por la técnica alemana (deformómetro Idel). Un tubo de plástico se coloca horizontalmente en el terraplén, en la dirección en que se desean medir los desplazamientos. De trecho en trecho, este tubo, que es telescópico, tiene anclas que lo solidarizan con el material a su alrededor. La posición inicial de estas anclas se levanta cuidadosamente al iniciar su vida el aparato. Cualquier desplazamiento horizontal del suelo modifica correspondiente-



Instalación de deformímetros horizontales.



Deformímetro horizontal.

mente la posición relativa de las anclas y la nueva posición se determina introduciendo por el tubo una sonda especial que contiene un detector de metales. Debe señalarse que las anclas son metálicas y los únicos elementos de tal material en todo el aparato.

#### D. Medición de presiones en el agua

Al igual que en el caso de los terraplenes construidos sobre suelos blandos, las presiones en el agua se miden con piezómetros en todos los problemas de instrumentación conectados con análisis de estabilidad de laderas naturales y taludes.

Los tipos de aparatos y el principio de su funcionamiento son también análogos a los descritos anteriormente en este mismo capítulo, pero su utilización en los problemas que ahora se analizan presenta algunas peculiaridades sobre las que conviene hacer algunos comentarios.

En primer lugar, es en estos casos menos frecuente que los piezómetros hayan de estar sujetos a la acción de aguas contaminadas o salobres, de lo que lo es en los aparatos instalados en suelos blandos, que frecuentemente aparecen en zonas de aguas estancadas, pantanos, esteros y otras similares. Lo anterior permite el uso de aparatos con partes metálicas y un relativo

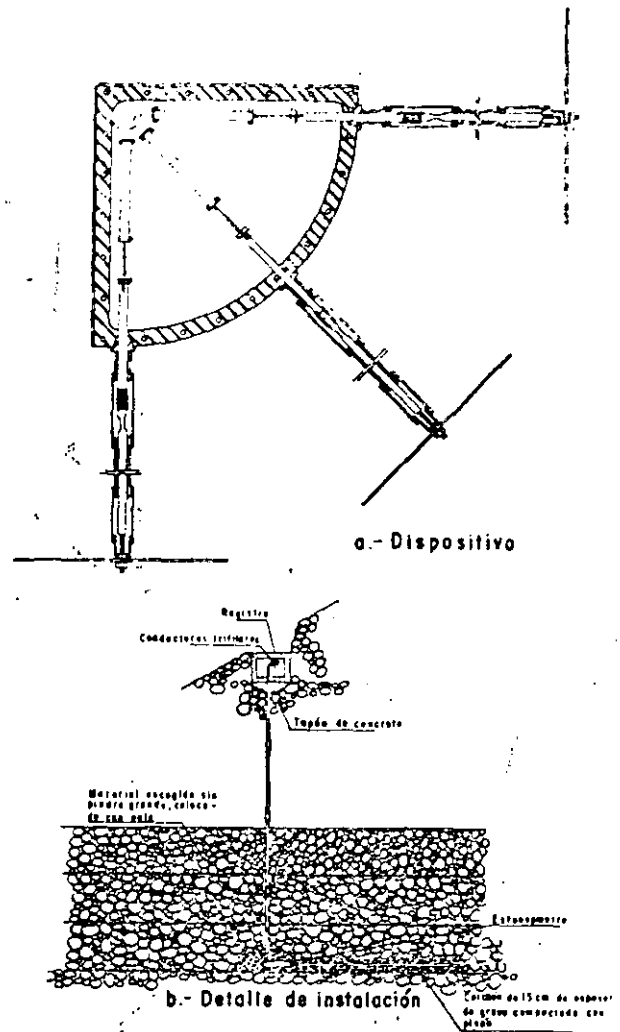


Figura XIII-28. Extensómetro horizontal, instalado en la presa de Infiernillo (Ref. 25).

menor cuidado en relación a los problemas de corrosión.

Por otra parte, su uso en grandes terraplenes implica peligros tanto para la unidad medidora, como



Extensómetro horizontal empleado en la presa del Infiernillo.

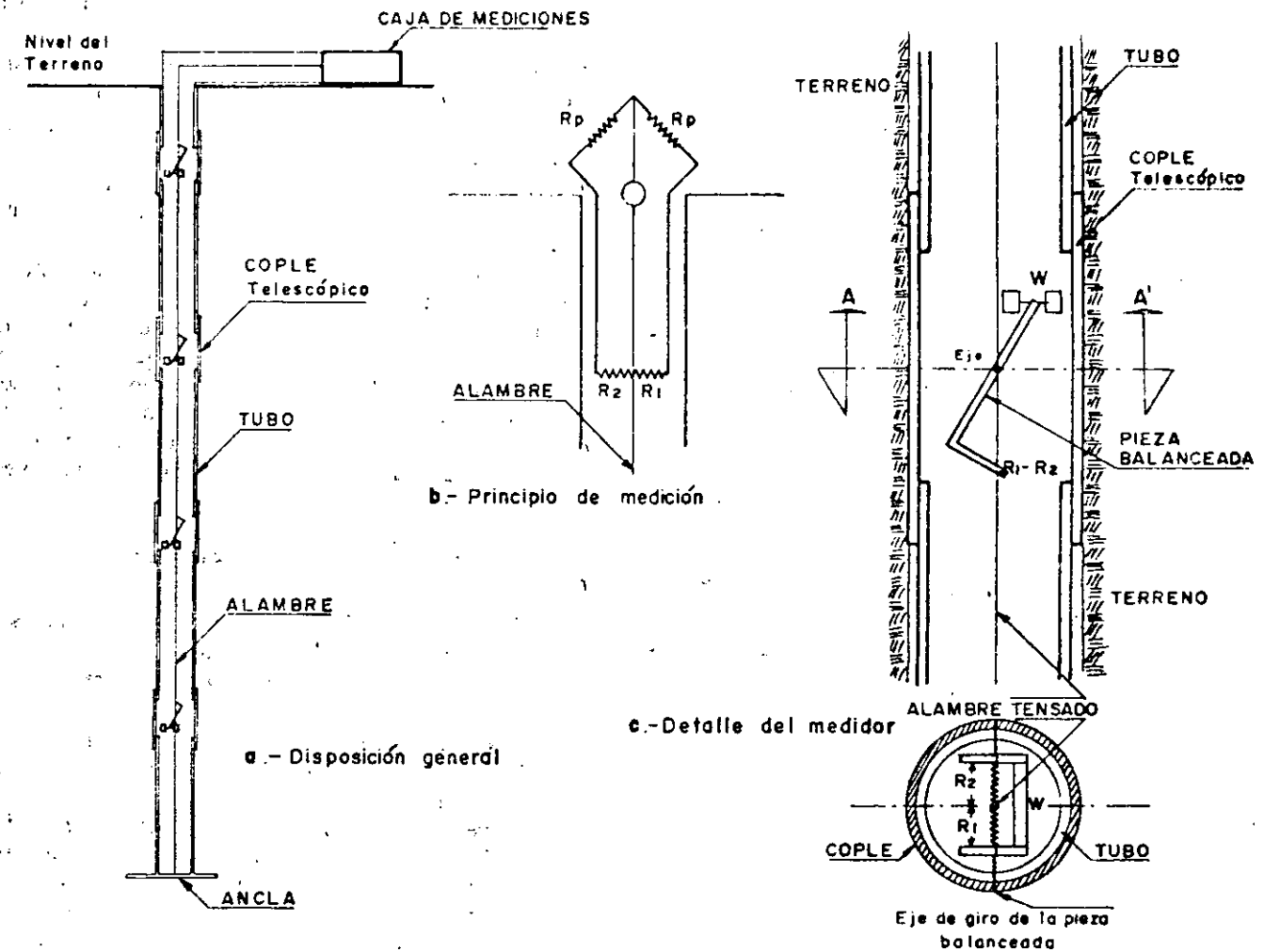
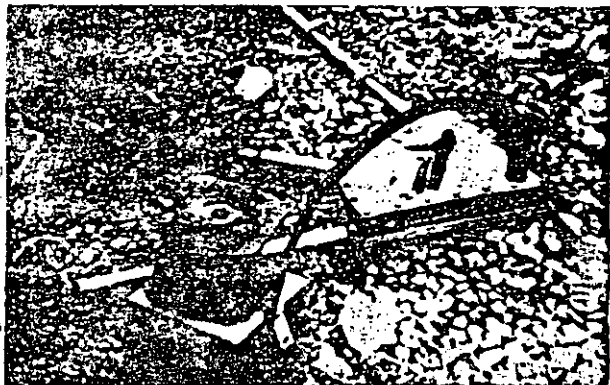


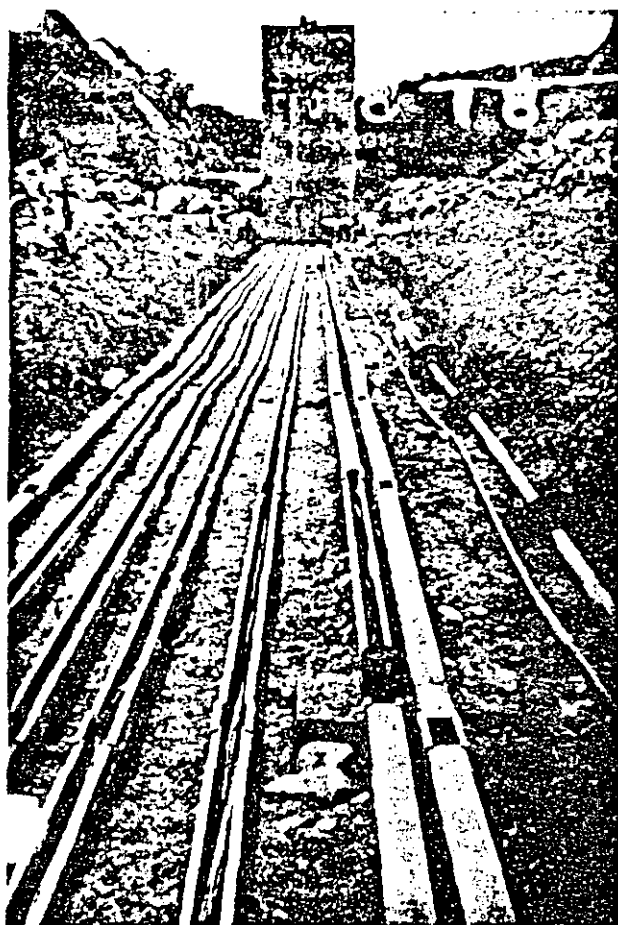
Figura XIII-29. Deformómetro transversal.

Sobre todo, para la tubería hacia el exterior, por la posibilidad de ruptura, o estrangulamiento causados por piedras contenidas en el suelo. Al igual que en todos los piezómetros, se tiene en los instalados en terraplenes y laderas el riesgo de que burbujas de aire atrapado bloqueen los tubos o las cámaras dentro de la unidad de registro; también se presenta en estos aparatos el problema del tiempo de reacción que se



Extensómetro horizontal en posición.

comentó en el caso de aparatos instalados en suelos blandos, si bien es frecuente que la permeabilidad de los suelos involucrados tienda a ser mayor en muchos suelos de los que existen normalmente en los terraplenes y las laderas, por lo que no es raro en la práctica que los problemas de adaptación a los nuevos estados de presiones sean menores en los casos que ahora se comentan. Otros dos factores se concitan para hacer que los problemas de retardamiento en la estabilización de las lecturas sean menores en los piezómetros instalados en terraplenes y laderas, que en los instalados en suelos blandos compresibles. En primer lugar, suele ser posible en el primer caso colocar una capa de arena ancha y potente en torno al aparato, la cual puede contener un volumen importante de agua fácil de movilizar y, en segundo lugar, en los grandes terraplenes de las vías terrestres, en condiciones normales, las presiones cambian muy lentamente con el tiempo y las lecturas se hacen con espaciamientos relativamente grandes, todo lo cual da margen a que se establezcan dentro de los aparatos las condiciones exteriores. Se excluye, naturalmente, el caso de terraplenes o laderas en trancé de falla, con



Detalle de la instalación de deformímetros horizontales.

movimientos importantes, pues en ellos sí será preciso disponer de información correspondiente a lapsos cortos.

En conexión con la necesidad de instrumentar grandes terraplenes de vías terrestres se tiene frecuentemente el problema de instalar piezómetros en suelos parcialmente saturados, en los que existe aire a gran presión en los vacíos; se hace preciso diferenciar qué parte de la lectura piezométrica se refiere al aire y cuál al agua. El problema suele resolverse usando en la unidad medidora paredes porosas de cerámica que dejen pasar fácilmente el aire, abatiendo su presión (Ref. 33).

Cuando las laderas o los taludes que se instrumentan están sujetos a movimientos deberán tenerse éstos muy en cuenta al colocar los piezómetros, para evitar que se rompan o estrangulen las tuberías de medición.

El uso de los piezómetros abiertos es frecuente por economía, facilidad de instalación y de lecturas y resistencia de los aparatos, cuando el problema de los tiempos de retardamiento no es importante; la interpretación de las lecturas en suelos parcialmente saturados puede ser difícil. En terraplenes susceptibles de sufrir asentamientos se instalan ventajosamente en el interior de ademes telescópicos y en casos

de uso en materiales peligrosos, la tubería puede ser metálica y tan resistente como sea de desear.

Los piezómetros neumáticos presentan las ya discutidas ventajas de requerir la movilización de volúmenes mínimos de agua, la facilidad de purgar sus líneas, el ser fáciles de operar y el ser de pequeño tamaño y fáciles de instalar.

Como comentario final, cabe decir que al instalar piezómetros en grandes terraplenes, con fines de conocer la evolución de sus condiciones de estabilidad, hay que afrontar la necesidad de que la instalación pueda ser mantenida por muy largo tiempo, por lo que deberán escogerse equipos seguros y confiables, que deberán colocarse de manera que queden a cubierto de todas las circunstancias adversas previsibles.

#### XIII-4 PROBLEMAS DE INSTALACION

Existe todo un conjunto de problemas comunes a todas las instalaciones instrumentales de la ingeniería, que conviene mencionar y comentar brevemente.

- Es muy frecuente que los instrumentos se entierran en el suelo y permanezcan en él durante mucho tiempo; numerosas veces bajo el nivel freático o sujetos a fluctuaciones del mismo. Lo anterior impone una condición severa y limita o frecuentemente excluye toda posibilidad de reparación o reemplazo.
- Muchas veces, los cambios más importantes y de mayor interés ocurren muy lentamente y disfrazados por todo un conjunto de efectos secundarios, tales como variaciones de temperatura, fluctuaciones del nivel freático, etcétera. Esto hace que se presenten serios problemas de interpretación que exigen elevadas dosis de buen criterio para rechazar lecturas erróneas o discordantes y fijar la atención en los datos esenciales, haciendo a un lado las influencias secundarias.
- La mayor parte de las mediciones son relativas entre dos puntos; para establecer los movimientos absolutos es necesario contar con referencias fijas confiables.
- En muchos problemas de instrumentación relacionados con la Mecánica de Suelos es preciso conocer el comportamiento de estructuras durante la construcción, lo que exige colocar los instrumentos medidores interfiriendo la libertad de movimiento de hombres y equipos; esto suele ser fuente de fricciones, oposiciones aparentemente fundamentadas a los programas de medición y, en última instancia, de deterioro o ruptura de equipos de medición.

Como consecuencia de las consideraciones anteriores puede decirse que los equipos e instrumentos que

serván de base a un programa de instrumentación de campo deben de cumplir los siguientes requisitos:

- Ser robustos, resistentes y fácilmente manejables.
- Ser sencillos, con el menor número posible de partes móviles y, preferentemente, de funcionamiento no eléctrico.
- Ser fácilmente reparables.
- Dentro de lo posible, ser accesibles.
- Proporcionar datos fáciles de obtener e interpretar. Muchos programas de instrumentación llegan a requerir el apoyo de una computadora, lo cual se refleja en un costo generalmente alto, que ha de ser erogado durante largo tiempo.

Un programa concreto de una instalación de pruebas debe tomar en cuenta varios factores, como son:

- Propósito, u objeto de las pruebas.
- Definir si la prueba es básica para la realización de la obra, si sólo es conveniente (y en qué grado) o complementaria o si es relativamente independiente.
- Definir la posibilidad de incluir el programa de instalación y pruebas en el programa de construcción de la obra.
- Considerar el tiempo necesario y disponible para la adquisición o fabricación de los aparatos, su revisión, su acondicionamiento, su calibración e instalación, así como para la adquisición y construcción de los dispositivos auxiliares a que haya lugar.
- Valorar el tiempo en que podrán obtenerse conclusiones preliminares y definitivas, comparándolo con las necesidades de información que hayan sido planteadas, para definir si la oportunidad de la información obtenida es acorde con los requerimientos del caso.
- Estimar los riesgos materiales y humanos a que estarán sujetas personas y equipos, programando las medidas de protección adecuadas.
- Efectuar un análisis económico, definiendo si el costo de la instrumentación gravitará sobre la obra considerada o si puede repartirse entre varias, tomando en cuenta los beneficios cuantificables que directa o indirectamente vaya a reportar el programa de instrumentación.

La ejecución del programa de pruebas debe efectuarse tomando en cuenta, además de todos los anteriores, los siguientes puntos específicos:

- El especialista de Mecánica de Suelos, en combinación con el técnico en instrumentación, deberán elaborar mentalmente uno o varios

modelos de comportamiento de la obra en estudio y del desarrollo probable de las pruebas en el tiempo, dejando la posibilidad de ir corrigiendo esas imágenes, a medida que la propia información obtenida lo vaya haciendo aconsejable.

- Deberá preverse la forma definitiva del reporte, incluyendo gráficas y tratamientos auxiliares.
- En general, convendrá tomar los datos con mayor frecuencia de lo que a primera vista parezca necesario, en previsión de que la obra muestre un comportamiento diferente del supuesto.
- Deberá tratarse de tomar en cuenta todos los fenómenos que interfieran o puedan llegar a interferir en las mediciones durante todo el tiempo de su desarrollo. La probabilidad de que ocurran fenómenos ajenos al interés de la prueba, pero que la influencien, nunca debe desecharse. La previsión de estos fenómenos permite separar los efectos de las interferencias, de aquellos cuya medición se busca. Este aislamiento de la información relevante respecto de la que pudiera presentarse como acompañamiento es una de las metas fundamentales de un buen programa de instrumentación.
- Deberá darse debida consideración a la posible pérdida de datos por desajustes de los instrumentos, no detectados en fases incipientes y tomar también en cuenta otros motivos de pérdida de información, como son los extravíos, las equivocaciones en la anotación o en la identificación, fallas en las conexiones, etcétera.
- Deberá estudiarse la forma de obtener la información general y relevante de la prueba, de manera que los datos de los distintos instrumentos y brigadas puedan correlacionarse correctamente. El anterior no es un problema de solución única. También deberá procurarse manejar datos comparables y simultáneos; no debe excluirse la posibilidad de conseguir la simultaneidad de datos por interpolación o extrapolación de otros no rigurosamente simultáneos.
- Es fundamental el cumplir la necesidad de inspeccionar constantemente los aparatos y las instalaciones, de darles mantenimiento y de efectuar calibraciones y reparaciones. Los tiempos necesarios para cumplir con todo lo anterior deberán considerarse siempre en los balances generales de todo el programa de instrumentación.
- La toma de datos debe hacerse más frecuente cuando se espera o se ha producido un cambio importante en las cargas, en la situación hidráulica o en las condiciones ambientales y



también cuando haya ocurrido un sismo o se espere la falla.

### XIII.5 OTROS PROBLEMAS DE INSTRUMENTACIÓN DE INTERÉS EN LAS VIAS TERRESTRES

#### A. Presión de tierras y elementos de retención

Una conclusión que debió de resaltar como consecuencia de la lectura del Capítulo V del Volumen I de esta obra es la necesidad de medir la magnitud de las presiones de tierra que los suelos ejercen contra los elementos de retención; sólo así se podrán calibrar adecuadamente las distintas teorías que se ofrecen al proyectista e ir adquiriendo una experiencia razonada en relación a los diferentes tipos de suelos y a los diferentes tipos de elementos de retención.

Casi toda la investigación que se hace sobre empuje de tierras se realiza con conjuntos de celdas de presión que se colocan entre el relleno y el muro. Desde luego, muchas de las celdas medidoras de presión, descritas en páginas anteriores de este Capítulo pueden utilizarse para los fines que ahora se describen sin embargo algunos comentarios adicionales sobre el tema.

Casi todas las celdas de presión que se han usado hasta el momento en problemas de empuje de tierras son de tres tipos. El primero puede ser ejemplifi-

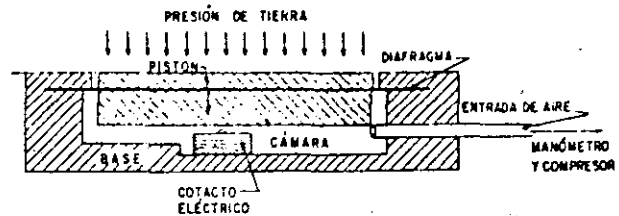


Figura XIII-30. Celda de Goldbeck (Ref. 1).

cado por la celda Goldbeck (Fig. XIII-30. Refs 1 y 34).

La presión actúa contra un pistón que puede deformarse flexionando un diafragma; al ocurrir esto se establece un contacto eléctrico y se cierra un circuito, haciendo una lectura en algún medidor de paso de corriente que esté situado en el exterior. Existe un dispositivo que permite inyectar a una cámara en el interior de la celda aire comprimido y la presión de aire necesaria para contrabalancear la presión de tierra, rompiendo el contacto eléctrico e interrumpiendo el paso de la corriente, la cual se lee en un manómetro, se considera igual a la presión de tierra que actúa. La celda Goldbeck es históricamente uno de los primeros medidores de presión que fueron desarrollados y tiene varios inconvenientes prácticos, de los que quizá el más importante es el requerir el movimiento de regreso del pistón; la mayor parte de las celdas de este estilo se inutilizan al cabo de pocos años, seguramente a causa de la condensación de la humedad en la cámara de aire o por deterioro de los contactos eléctricos.

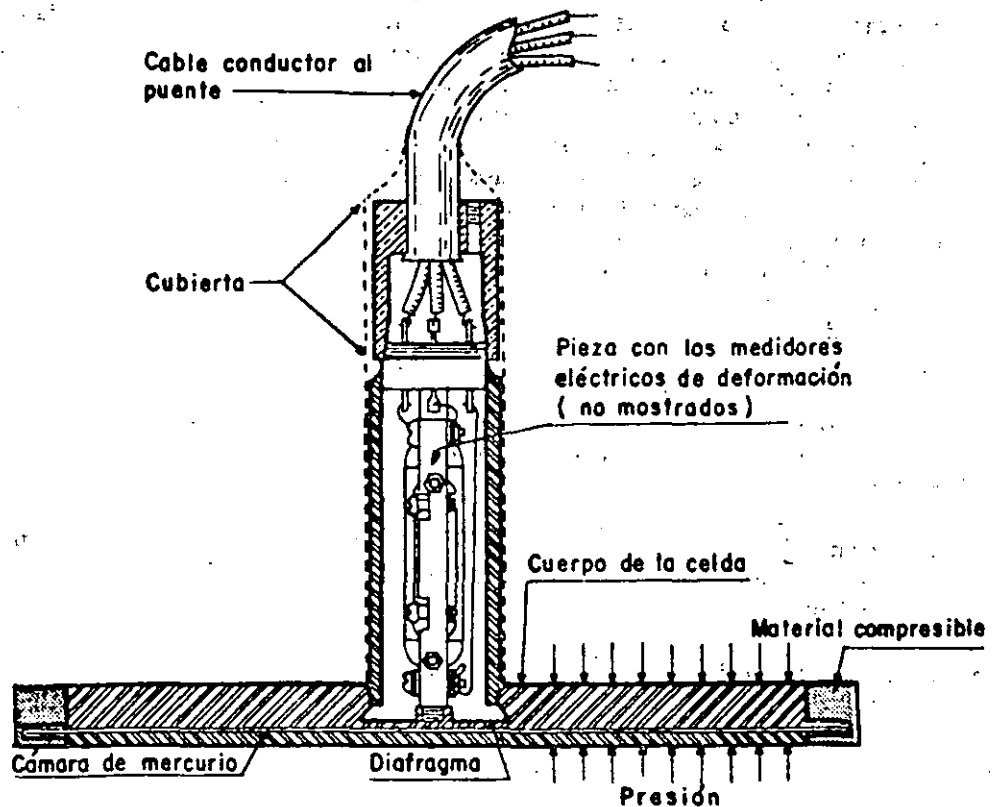


Figura XIII-31. La celda Carlson (Refs. 1 y 35).

La celda Carlson (Refs. 1, 35 y 36) se muestra esquemáticamente en la Fig. XIII-31. La presión de la tierra actúa sobre una cámara delgada llena de mercurio, el cual, a su vez, presiona un diafragma, con lo que se modifica la longitud de un vástago flexible en el que se alojan una serie de medidores eléctricos de deformación (Strain gauges) y se puede detectar un cambio de resistencia eléctrica en un puente situado en el exterior, en forma similar a la descrita en otras partes de este mismo Capítulo. Se requiere una calibración previa del aparato.

El Waterways Experiment Station, organismo norteamericano, ha desarrollado una celda similar a la Carlson, también de mucha utilización en los E. U. A., con los medidores eléctricos situados directamente sobre el diafragma, dos en la zona de tensión y dos en la de compresión del mismo.

En la celda Carlson se ha logrado actualmente reducir casi hasta ser imperceptibles los efectos de temperatura; esto se logra empleando capas de mercurio sumamente delgadas (de dos o tres centésimos de centímetro). Es un dispositivo de muy alta sensibilidad, resistente al manejo normal. En la celda W. E. S., se sustituye el mercurio frecuentemente por aceite. El punto más delicado de este tipo de celda es la soldadura entre los alambres de los medidores eléctricos y el diafragma y la posibilidad de falla más frecuente del dispositivo es que el material de dicha soldadura sufra alguna suerte de creep; este problema hace que algunos especialistas consideren el comportamiento a largo plazo de la celda Carlson más seguro que el de la W. E. S., pero en cambio esta última se estima menos sujeta a la influencia de cambios en la resistencia de los cables de conexión.

Además de los tres tipos anteriores, ya se dijo que pueden utilizarse en la medición de presión de tierras básicamente todos los tipos de celdas que han sido descritas en el inciso D del párrafo XIII-2 de este Capítulo.

Estos mismos tipos de celdas se utilizan para medir los esfuerzos transmitidos por las cargas rodantes, cuando se colocan embebidos en las distintas capas de los pavimentos.

Un punto delicado en la instalación de estos aparatos es la compactación del material del relleno o del terraplén a su alrededor, operación que obviamente tendrá que hacerse a mano, igualando muy exactamente las condiciones que prevalezcan en el resto del material, compactado convencionalmente; si alrededor del aparato se compacta menos el terreno se leerán presiones menores que las prevalecientes en el resto de la estructura y ocurrirá lo contrario si la compactación se excede. Otra fuente de problemas es que haya una diferencia importante entre la compresibilidad de la celda y la de la tierra que la rodea. También se han inutilizado muchos dispositivos por ruptura en los cables de conexión cuando ocurren movimientos en el relleno en relación a los cuales no se han tomado las debidas referencias.

## B. Túneles

El proyecto y la construcción de túneles a trav de suelos plantea muchos problemas que merecen instrumentación específica; los principales son (Ref. 1):

- La magnitud y la distribución de la presión de tierra sobre el túnel.
- Las cargas que se ejercen sobre ademes y revestimientos temporales.
- Los movimientos del suelo en la vecindad del túnel durante la construcción.
- Los movimientos del suelo en puntos relativamente alejados del túnel, consecuencia de su excavación.
- Los movimientos en la superficie del terreno sobre el túnel.

La mayor parte de los programas de instrumentación en túneles se reducen al tiempo de construcción y son relativamente escasos los programas que contemplan mediciones que cubran mucho tiempo de de la operación de la estructura.

Las Refs. 37, 38, 39 y 40 son descripciones clásicas de programas de instrumentación realizados con mucho éxito. Desde entonces muchos han sido los programas de instrumentación que se han realizado en este campo de la ingeniería. La Ref. 41 reseña algunos trabajos recientes.

Cuando se construye un túnel a través de suelo, el material tiende a fluir hacia la excavación, produciéndose movimientos en el terreno adyacente; éstos pueden causar daños a edificios o estructuras cercanos, si los hubiere. Durante el funcionamiento del túnel ocurren también pequeños movimientos. En todos los casos, resulta difícil prever e interpretar los movimientos por medio de las teorías existentes, que frecuentemente no son capaces de tomar en cuenta todas las heterogeneidades geológicas y complejidades de cada caso particular; por todo ello, la medición de comportamiento en el campo es importante.

Los programas de instrumentación en túneles suelen perseguir uno o varios de los siguientes objetivos:

- Medición de las presiones de tierra o de roca.
- Medición de los esfuerzos actuantes en ademes y revestimientos.
- Medición de distorsiones en ademes y revestimientos.
- Medición de los movimientos en el terreno influenciados por el túnel, así como de las presiones de poro en dicho terreno.
- Medición de movimientos en el túnel como un conjunto.

Los instrumentos para medir desplazamientos en el terreno o las presiones de poro en el agua contenido en él son básicamente similares a muchos de los descritos en páginas anteriores de este capítulo. Los apa-

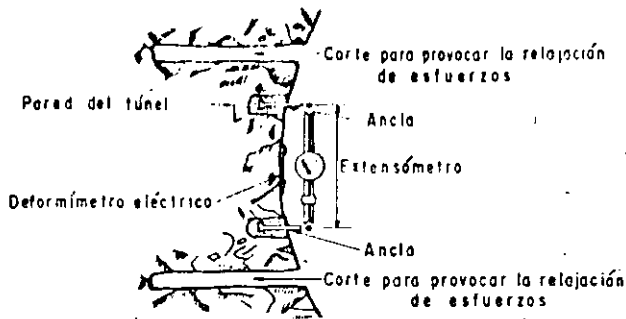


Figura XIII-32. Dispositivo para medir presiones en la superficie expuesta de un túnel (Ref. 48).

ratos a base de alambres sujetos a tensión constante se prestan especialmente para ser instalados en túneles. En el Capítulo relativo a Túneles se insistirá más sobre el tema, pero aun sin haber tratado los aspectos geotécnicos de estas estructuras, conviene en este lugar describir algo los instrumentos principales de uso más general.

La Fig. XIII-32 muestra una disposición de instrumentos que permite medir las condiciones de esfuerzo que prevalecen en la superficie expuesta de la roca o de un suelo duro, en los que se excave un túnel. Estos esfuerzos no representan a los que prevalecían en el interior de la masa antes de la excavación.

Un extensómetro está montado entre dos puntos fijos, que cuando se desplazan permiten realizar las correspondientes lecturas. En otros dispositivos análogos, el extensómetro se substituye con un deformímetro eléctrico de resistencia (strain gauge), del tipo de los que permiten relacionar la resistencia eléctrica con la longitud de un alambre y a los que ya se hizo referencia.

Dispositivos como los anteriores permiten controlar los procesos de relajación de esfuerzos en torno a la excavación, con el paso del tiempo. Para ayudar a tal control se hacen cortes en zonas próximas al dispositivo, en los que el material puede expanderse fácilmente, aliviándose sus presiones. Si estos dispositivos se disponen alrededor de las ranuras practi-

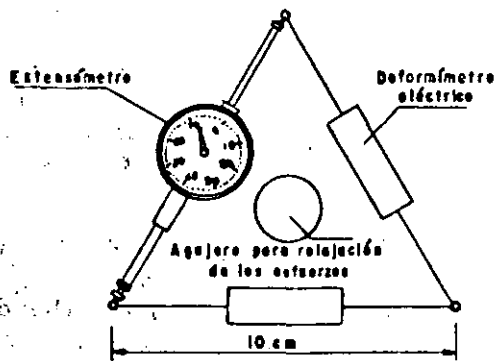


Figura XIII-33. Dispositivo para medir relajación de esfuerzos en torno a un agujero (Ref. 48).

casas en el material puede obtenerse información suficiente para determinar los esfuerzos principales y su evolución.

La Fig. XIII-33 muestra un dispositivo que puede excluir extensómetros o deformímetros eléctricos (lo que se esquematiza en la figura representando ambos elementos), que permite analizar la relajación de esfuerzos en torno a un agujero de perforación, que debe ser lo suficientemente pequeño como para que la relajación que a su alrededor se produzca no exceda un tercio del valor original de los esfuerzos, límite que se considera no debe ser sobrepasado para poder suponer elástico el estado del material, de manera que los valores de los módulos de elasticidad que se hayan obtenido y se apliquen a los cálculos puedan conservar un significado físico razonable.

La Fig. XIII-34 (Ref. 48) muestra un tercer método de medición de los estados de esfuerzos en la superficie de la excavación de un túnel, útil para ser empleado en rocas blandas o sueltas firmes. Ahora se hace uso del principio de restauración de esfuerzos. En una primera etapa se coloca en la superficie del material un alambre a tensión constante; midiéndose su frecuencia de vibración; este tipo de medidor de longitudes opera según el principio de la cuerda vibrante que ya ha sido discutido en este Capítulo. En un segundo paso, se practica en el material de la excavación una ranura, la que produce una cierta relajación del esfuerzo inicial. En seguida, se introduce en la ranura una celda generadora de presión (por ejemplo, un gato Freyssinet), la cual se fija perfectamente con mortero de cemento; después se opera la celda hasta restablecer el estado de esfuerzos original, lo cual se detecta porque la cuerda vibrante vuelve a su frecuencia de vibración inicial.

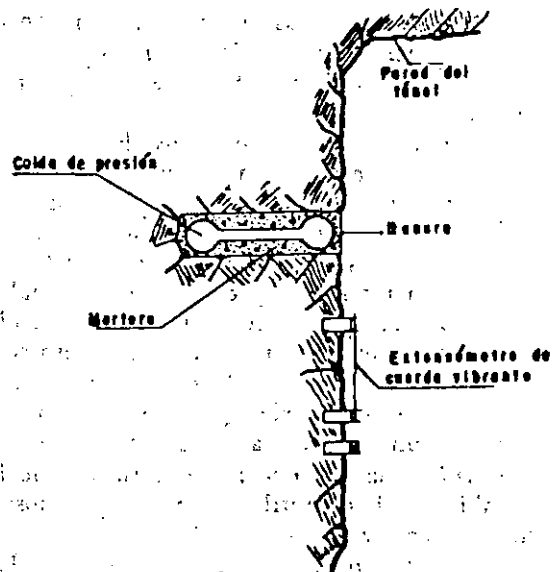


Figura XIII-34. Medición de presiones en la superficie expuesta de un túnel por el método de restauración de esfuerzos (Ref. 48).

Existen también instrumentos concebidos para medir los esfuerzos en el interior del material en que se excava el túnel; es decir, en puntos situados a una cierta distancia de la superficie expuesta por la excavación. Para estos fines en algunos aparatos se hace uso de mediciones de relajación de esfuerzos (Ref. 48), con dispositivos análogos arriba descritos, pero adaptados para ser introducidos en el interior de pozos de muy pequeño diámetro (7 a 10 cm). En otros instrumentos se hace uso del método de restauración de los esfuerzos, también someramente ya comentado en renglones precedentes. Ahora se perfora un pozo de 18 a 20 cm de diámetro, hasta el punto en que se desean medir los esfuerzos existentes; en el fondo de esa perforación se coloca un instrumento con una serie de extensómetros (strain gauges) dispuestos en corona. La relajación de los esfuerzos se produce perforando a continuación un pozo de 4 o 5 cm, coaxial con el anterior y a partir del fondo del primero; con esta relajación, los extensómetros previamente colocados varían sus lecturas. En la última etapa de la medición, se introduce un gato cilíndrico en el pozo de menor diámetro y accionándolo, se mide el esfuerzo necesario para volver los extensómetros a su posición inicial.

Finalmente, se ha tratado de medir los esfuerzos en el interior de la masa de suelo en torno al túnel con diversos métodos indirectos. Habib (Ref. 49) y otros han tratado de correlacionar la velocidad de propagación de ondas de sonido producidas en el medio, con la magnitud de los esfuerzos actuantes, pero las investigaciones han puesto de manifiesto que a pequeños cambios en la velocidad del sonido pueden corresponder cambios de muchos centenares de kilogramos por centímetro cuadrado, en el esfuerzo, por lo que el método no puede considerarse de aproximación suficiente para los trabajos en que se pretenda más que conocer el orden de magnitud de los esfuerzos.

Seguramente la gran mayoría de los programas de medición que se ejecutan en túneles se refieren a medidas de presiones de tierra y roca sobre ademes y revestimientos o a mediciones de las fuerzas actuantes sobre las diferentes piezas de ellos. Esto último implica la medición de deformaciones en piezas de madera o de acero. Estas mediciones se hacen con frecuencia en galerías piloto, para obtener información útil para el diseño de las piezas de ademe real. Las mediciones se hacen marcando puntos testigo en las piezas del ademe, sea en el de la galería piloto o en el real, y observando sus movimientos relativos, sea por métodos topográficos o desarrollando algún dispositivo mecánico para ayudar la medición (Ref. 48). Los movimientos relativos se pueden volver absolutos, relacionando por lo menos un punto con una referencia fija, fuera de la zona en estudio.

Las presiones actuantes sobre las piezas de los ademes pueden medirse con extensómetros longitudi-

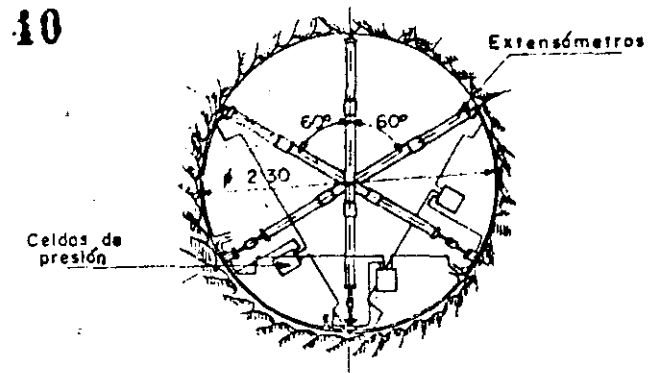


Figura XIII-35. Disposición radial de instrumentos para medir desplazamientos (Ref. 48).

nales, del tipo de los descritos en otras partes de este capítulo, dispuestos, por ejemplo, como se ve en la Fig. XIII-35 (disposición radial). Arreglos en estrella o en Delta son también frecuentes.

También pueden medirse las presiones utilizando celdas, algunos de cuyos tipos han sido mencionados en otras partes de este capítulo. La Fig. XIII-36 muestra el esquema de disposición de celdas que se utilizó en el metro de Chicago, para medir las presiones ejercidas por una arcilla blanda sobre un revestimiento permanente de concreto (Ref. 50).

Un hecho importante puesto de manifiesto tanto por las mediciones hechas en el metro de Chicago como en muchos túneles en las ciudades de Moscú y Leningrado (Ref. 48) es que los esfuerzos que se desarrollan en los ademes se ven frecuentemente afectados en mucho por circunstancias ajenas a la propia

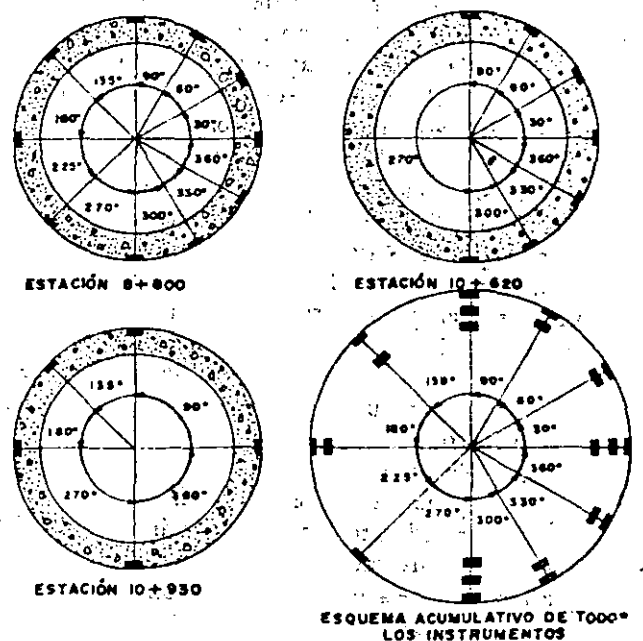


Figura XIII-36. Localización de celdas de presión en un túnel de sección circular (Ref. 48).

presión ejercida por el suelo; entre éstas figuran preponderantemente una erección que haga a las piezas adoptar formas diferentes a la de la galería (por ejemplo, formas elípticas en galerías circulares); inyecciones defectuosamente realizadas o rellenos y acunamientos inapropiados.

### XIII-6 INSTRUMENTACION DE INVESTIGACIONES DE LABORATORIO

La investigación de laboratorio, sea en pruebas o modelos, ofrece un campo amplio a la utilización de las técnicas de instrumentación; un campo en el que, por cierto, mucho falta por investigar y definir. La Ref. 42 es un excelente resumen de varios aspectos de estos problemas, en la que se describen con detalle las técnicas de instrumentación más usadas hasta el presente, de acuerdo con la escala de las pruebas realizadas.

Los equipos empleados en los laboratorios para medir desplazamientos deben ser generalmente de alta precisión, a causa de los movimientos relativamente pequeños que han de detectarse en los modelos a escala correspondientemente reducida. Por la misma razón ha de cuidarse mucho el efecto perturbador que a presencia del instrumento medidor produce.

Muchos de los equipos empleados para medir desplazamientos en suelos son de funcionamiento mecánico o eléctrico (Ref. 43). Los aparatos mecánicos (ver, por ejemplo la Ref. 44) consisten usualmente de un vástago metálico un poco más grueso, para evitar que las partículas de suelos se introduzcan entre ambos. En el extremo inferior del vástago y sobresaliendo del ademe hay una ampliación que ancla al vástago al suelo. Vástago y ademe tienen su extremo superior ligado a una base fija, fuera del suelo y ese extremo del vástago acciona un micrómetro, que puede así leer los desplazamientos de la pequeña zapata inferior. Según como se coloque el aparato, puede leer desplazamientos horizontales o verticales.

Los medidores eléctricos de desplazamientos operan casi siempre determinando el cambio en la separación de dos pequeños discos colocados en el suelo, próximos uno al otro. En un modelo común (Ref. 45), cada disco tiene un eje de hierro que penetra en una bobina activada, de modo que cualquier desplazamiento relativo entre los dos discos produce un mayor o menor penetración del eje de hierro en su bobina y un correspondiente cambio en la impedancia del conjunto. Por calibración previa puede conocerse el desplazamiento relativo que corresponde a cada cambio de impedancia.

La Ref. 46 describe otro dispositivo similar con la ventaja de que en el suelo sólo han de colocarse dos pequeños discos, conectados por alambres a medidores dispuestos fuera, que detectan el cambio en la separación.

Ya se ha mencionado que en la actualidad existen celdas medidoras de presión de tamaño muy pequeño, que resultan muy apropiadas para el trabajo en el laboratorio. Casi todos los instrumentos de esta naturaleza hacen uso de medidores eléctricos de deformación (strain gauges), que se prestan para formar aparatos de muy pequeño tamaño.

La Ref. 47 describe una investigación con uso extensivo de instrumentación para medir esfuerzos y deformaciones, realizada en un modelo de una pila de un gran puente, con el objeto de verificar la seguridad de una cimentación en proyecto.

#### Anexo XIII-A

##### Caso Práctico

Con objeto de proceder a la estabilización de una ladera natural (Fig. XIII-A.1) cuyo movimiento afectaba la operación de un camino, y a fin de conocer el mecanismo cinemático del mismo, se recurrió a la medición de los movimientos horizontales y verticales del terreno, para lo cual se dispusieron tres líneas de puntos de control superficial y tres inclinómetros del tipo Slope-Indicator, alojados en un eje que se supuso coincidía aproximadamente con el eje de simetría del área en movimiento, con objeto de conocer la forma y profundidad de la superficie de deslizamiento.

Las líneas de puntos de control se eligieron una vez que se contó con el levantamiento topográfico detallado de la zona (Fig. XIII-A.1), alojando unos puntos fuera del área en movimiento, en cada extremo, que definieron una línea base, refiriéndose los movimientos de los puntos alojados sobre esa línea a la posición original.

La información obtenida de la perforación realizada para la instalación de los inclinómetros, así como los resultados de las mediciones efectuadas en ellos, se muestran en la Fig. XIII-A.2.

Con los datos de la instrumentación colocada, pudo elaborarse el perfil de suelos mostrado en la Fig. XIII-A.3, en la que se aprecia la superficie de falla sobre lo que ocurren los movimientos.

La tubería de los inclinómetros sirvió también para poder determinar la posición del nivel de aguas freáticas, pudiéndose establecer su influencia en el movimiento.

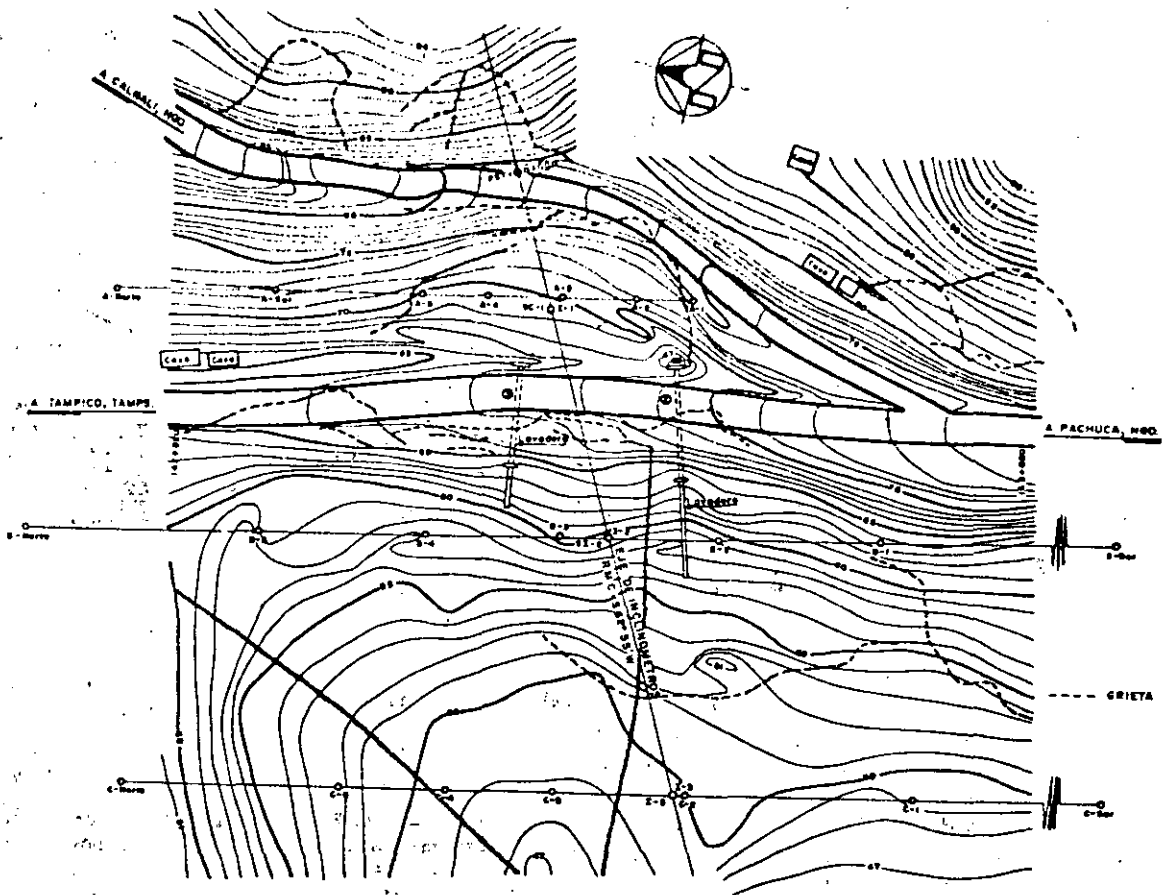


Figura XIII-A.1. Planta topográfica de la zona de deslizamiento.

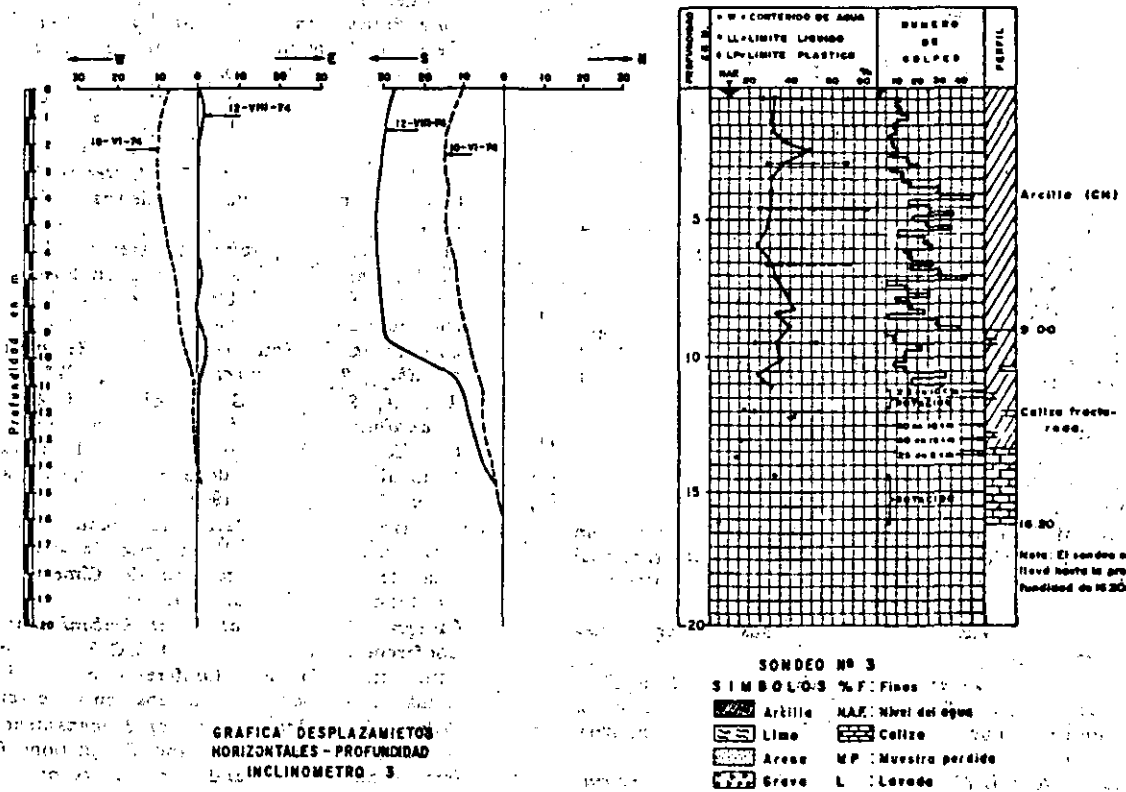


Figura XIII-A.2. Propiedades de los suelos y datos de inclinómetros.

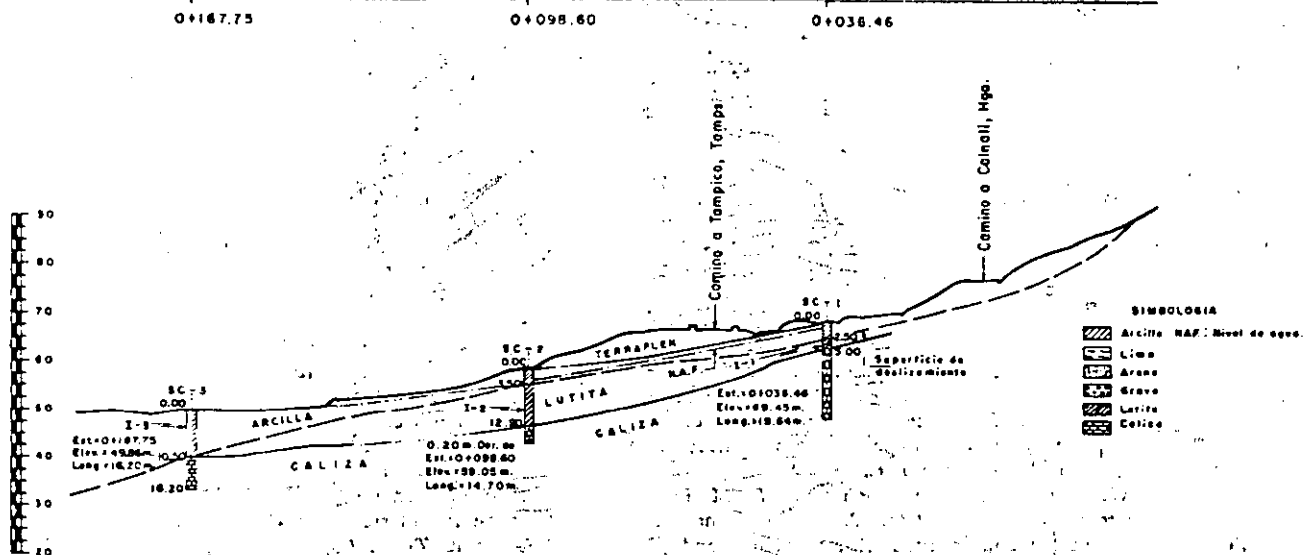


Figura XIII-A.3. Perfil del eje de inclinómetros.

## REFERENCIAS

- Shannon, W. L., Wilson, S. D. y Meese, R. H. *Field Problems: Field Measurements*. Capítulo 13 del libro *Foundation Engineering*, editado por G. A. Leonards. McGraw Hill Book Co. 1962.
- Vargas, M. *Building Settlement Observations in Sao Paulo*. Memorias del II Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. IV. Rotterdam, 1948.
- Rico, A., Moreno, G. y Hernández, R. *Instrumentación de campo en carreteras*. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. México, 1969.
- Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Etude de Remblais sur Sols compressibles*. Cap. 6. Edit. Dunod. Paris, 1971.
- California Division of Highways. *Notes on Procedures, Testing Methods, and Use of Materials for Highway Purposes*. Materials and Research Department. Sacramento, California, 1968.
- Terzaghi, K. *Settlement of Structures in Europe and Methods of Observations*. Trans. ASCE. Vol. 103. 1938.
- Berbow, R. F. *Subsidence Problem in the Long Beach Harbor District*. Proc. ASCE. Vol. 85. Nº WW2. 1959.
- Casagrande, A. *An Unsolved Problem of Embankment Stability on Soft Ground*. Memorias del I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1959.
- Rico, A., Moreno, G. y García G. *Test Embankments on Texcoco Lake*. Memorias del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
- Parsons, J. O. y Wilson, S. D. *Safe Loads on Dog — Leg Piles*. Trans. ASCE. Vol. 121. 1956.
- Rico, A. *Intervención en el panel de discusión de la División 3*. III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Vol. III. Caracas, Venezuela, 1967.
- Casagrande, A. *Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport*. Journal. Boston Society of Civil Engineers. Vol. 36. Nº 2. 1949.
- Casagrande, A. *Piezometers for Pore Pressure Measurements in Clay*. Notas para cátedra. Universidad de Harvard. 1958. Citada en la Ref. 1.
- Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Apéndice. Ed. Limusa; S. A. México, D. F., 1973.
- Hvorslev, M. J. *Time Lag and Soil Permeability in Ground Water Observations*. Waterways Experiment Station Bull. Nº 36. Vicksburg, Miss., 1951.
- Brooker, E. W. y Lindberg, D. A. *Field Measurement of Pore Pressure in High Plasticity Soils*. Proc. International Research Conference On Expansive Clay Soils. Universidad de Texas A. y M. 1965.
- Penman, A. D. M. *A Study of the Response Time of Various Types of Piezometers*. Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworths Ed. Londres, 1961.
- Highway Research Board. *H. R. Record Nº 453 (6 Artículos)*. Academia Nacional de Ciencias. Washington, D. C., 1973.
- Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. *Performance of El Infiernillo Dam*. Symposium on Stability and Performance of Slopes and Embankments. ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division. Berkeley, Cal., 1966.
- Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Remblais sur sols compressibles*. Boletín especial T. Paris, 1973.
- Rico, A., Springall, G. y Springall, J. *Deslramientos 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.
- De Fries, C. K. y Pardo, E. *Grandes rellenos fundados sobre suelo residual*. IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. San Juan Puerto Rico, 1971.
- Casagrande A. *Evaluation of Embankment Performance*. Conferencia presentada en A. S. C. E. Soil Mechanics and Foundations Division. Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, Cal., 1966.
- Wilson, S. D. *Investigation of Embankment Performance*. A. S. C. E. Soil Mechanics and Foundations Division. Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, Cal., 1966.
- Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. *Presa del Infiernillo. Observaciones durante el periodo de construcción y el primer llenado*. Publicación de la Comisión Federal de Electricidad. México, D. F., 1965.

26. Gamboa, J. y Benassini, A. *Behavior of Netzahualcoyotl Dam during Construction*. A. S. C. E. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
27. U. S. Bureau of Reclamation. *Earth Manual*. Denver, Col., 1960.
28. Bjerrum, L., Kenney, T. C. y Kjaernsli, B. *Measuring Instruments for Strutted Excavations*. A. S. C. E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 91. SM1. 1965.
29. Rouse, G. C., Richardson, J. T. y Misterek, D. L. *Measurements of Rock Deformations in Foundations for Mass Concrete Dams*. Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics. A. S. T. M. 1965.
30. Sainz Ortiz, I. *Zumpango Test Embankment*. A. S. C. E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
31. Kaufman, R. L. y Weaver, F. J. *Stability of Atchafalaya Levees*. A. S. C. E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
32. Howe, D. R. y Leech, L. R. *Movement within Large Fills*. Materials and Research Department, California Division of Highways. (Reporte provisional preparado bajo la dirección general de T. Smith.) Sacramento, Cal., 1966.
33. Bishop, A. W., Kennard, M. F. y Penman, A. D. M. *Pore Pressure Observations at Sisseton Dam*. Procs. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworth, Londres, 1961.
34. Goldbeck, A. T. y Smith, E. B. *An Apparatus for Determining Soil Pressures*. Proc. A. S. T. M., Vol. 16 N° 2. 1916.
35. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 4. Trans Tech. Publications. 1973.
36. Carlson, R. W. y Pirtz, D. *Development of a Device for the Direct Measurement of Compressive Stress*. Journal, American Concrete Institute. 1951.
37. Terzaghi, K. *A Liner Plate Tunnel on the Chicago Subway*. Trans. A. S. C. E. Vol. 108. 1945.
38. Peck, R. B. *The Measurement of Earth Pressures on the Chicago Subway*. Bull. A. S. T. M. Agosto, 1941.
39. Peck, R. B. *Earth Pressure Measurements in Open Cut Chicago Subway*. Trans. A. S. C. E. Vol. 108. 1945.
40. Housel, W. S. *Earth Pressure on Tunnels*. Trans. A. S. C. E. Vol. 108. 1945.
41. Hanna, T. H. *Foundations Instrumentation*. Capítulo 6. Trans Tech. Publications. 1973.
42. Roscoe, K. H. *The Influence of Strains in Soil Mechanics*. Rankine Lecture. Geotechnique. Vol. 20. N° 2. 1970.
43. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 8. Trans Tech. Publications. 1973.
44. Carr, R. W. y Hanna, T. H. *Sand Movement Measurements near Anchor Plates*. Procs. A. S. C. E. Vol. 97. SM5. 1971.
45. Eggstad, A. *Deformation Measurements below a Model Footing on the Surface of Dry Sand*. Procs. European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1. Weisbaden, 1963.
46. Morgan, J. R. *Contribution to Discussion on Session 4*. Procs. Roscoe Memorial Symposium. Cambridge University, 1971. Citado en la Ref. 43.
47. Rico, A., Sosa, R., Quintero, M., Aztegui, E. y Rangel, M. *Puente "Mariano García Sela" (Metlac)*. Modelo físico de la cimentación de la pila N° 2. Revista Ingeniería. Facultad de Ingeniería de la UNAM. 1970.
48. Széchy, K. *The Art of Tunneling*. Cap. 3. Akademiai Kiadó. Budapest, 1967.
49. Habib, P. *Determination du module d'élasticité des roches en place*. Annales de l'Institut B. T. P. Septiembre. 1950.
50. Terzaghi, K. *Shield Tunnels of the Chicago Subway*. Journal of the Boston Society of Civ. Eng. 1942.
51. Rico, A., Springall, G., Springall, J., Moreno, G. y Mendoza, J. A. *Dedicamientos en la autopista Tijuana-Ensenada*. Memoria Final. Publicación de la Secretaría de Obras Públicas de México (Edición bilingüe, en español e inglés) México, D. F., 1975.