

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

del 25 al 29 de abril de 1994

TEMA	FECHA	HORA	EXPOSITOR	OBJETIVO
Introducción	Lunes 25	9:00 a 13:00 hrs. 15:00 a 19:00 hrs.	M. en I. Gabriel Moreno Pecero	Actualizar algunos conocimientos que se requieren para el entendimiento de los temas siguientes
Terracerías en Suelos blandos	Martes 26	9:00 a 13:00 hrs.	M. en I. Gabriel García Altamirano	Conocer algunas aplicaciones del conocimiento de terracerías en suelos blandos
Instrumentación	Martes 26	15:00 a 19:00 hrs.	M. en I. Gabriel García Altamirano	Conocer la importancia y el detalle de la tecnología de instrumentación en Vías Terrestres
Estudios Geotécnicos	Miércoles 27	9:00 a 13:00 hrs. 15:00 a 19:00 hrs.	Ing. Pedro Adaya Tufiño	Conocer de la metodología y ejemplos de aplicación de los estudios Geotécnicos en Vías Terrestres
Estabilidad de Taludes	Jueves 28	9:00 a 13:00 hrs. 15:00 a 19:00 hrs.	M. en I. Gabriel Moreno Pecero	Conocer la aplicación de la Geotécnica al análisis y solución en problemas de Estabilidad de Taludes
Subdrenaje	Viernes 29	9:00 a 13:00 hrs.	M. en I. Gabriel García Altamirano	Conocer la función y las aplicaciones tecnológicas de subdrenaje en Vías Terrestres
Compactación y Pedraplenes	Viernes 29	15:00 a 19:00 hrs.	M. en I. Manuel J. Mendoza	Conocer las técnicas de compactación y los avances técnicos en el diseño y construcción de pedraplenes

CURSO: GEOTECNIA APLICADA A LAS
VIAS TERRESTRES

FECHA: Del 25 al 29 de Abril de 1994.

CONFERENCISTA		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
1	M. en I. Gabriel Moreno Pecero					
2	M. en I. Gabriel García Altamirano					
3	Ing. Pedro Adaya Tufiño					
4	M. en I. Manuel J. Mendoza					
ESCALA DE EVALUACION : 1 a 10						

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

Del 25 al 29 de Abril de 1994.

T E M A		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
1	Actualizar algunos conocimientos que se requieren para el entendimiento de los temas siguientes.					
2	Conocer algunas aplicaciones del conocimiento de terracerías en suelos blandos.					
3	Conocer la importancia y el detalle de la tecnología de instrumentación en Vías Terrestres.					
4	Conocer la metodología y ejemplos de aplicación de los estudios Geotécnicos en Vías Terrestres.					
5	Conocer la aplicación de la Geotécnica al análisis y solución en problemas de Estabilidad en Talúdes.					
6	Conocer la función y las aplicaciones tecnológicas de subdrenaje en Vías Terrestres.					
7	Conocer las técnicas de compactación y los avances técnicos en el diseño y construcción de pedraplanes.					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O		
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CUSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE

AGRADABLE

DESAGRADABLE

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,
TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERA UNAM "LOS
UNIVERSITARIOS HOY"

GACETA
UNAM

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería

AUTOMOVIL
PARTICULAR

OTRO MEDIO

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI

NO

6.- ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

7.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

8.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE

BUENA

REGULAR

MALA

9.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES
DE 9 a 13 H. Y
DE 14 a 18 H.
(CON COMIDA)

LUNES A VIERNES
DE 17 a 21 H.

LUNES A MIERCOLES
Y VIERNES DE
18 a 21 H.

MARTES Y JUEVES
DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 a 21 H.
SABADOS DE 9 a 14 H.

VIERNES DE 17 A 21 H.
SABADOS DE 9 a 13 H.
DE 14 a 18 H.

OTRO

10.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviere la División de Educación Continua, para los asistentes?

11.- Otras sugerencias:

NOMBRE DEL CURSO _____

FECHA DEL CURSO _____

* C O M E N T A R I O S *

A series of horizontal lines for writing comments.



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

CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

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

1 9 9 4

Breves nociones de mecánica de suelos

I-1 INTRODUCCION

Para los fines de este libro se entiende por "Vías terrestres" las carreteras, los ferrocarriles y las aeropistas, que constituyen los elementos básicos de la infraestructura de una red nacional de transportes. Dentro de la denominación deben caer tanto la más moderna autopista como el más modesto camino rural, y lo mismo la pista que dé servicio a aviones de retroimpulso en un gran aeropuerto que la sencilla pista destinada al tráfico de pequeñas avionetas.

Las vías terrestres así definidas se construyen fundamentalmente de tierra y sobre tierra. Desde hace ya bastante tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de esta naturaleza tiene el terreno que le sirve de apoyo, entendiéndose por tal no sólo al suelo o roca que exista en el lugar, pasivamente considerado, sino a todo un conjunto de condiciones que comprenden desde la constitución mineralógica, la estructuración del suelo, la cantidad y estado del agua contenida y su modo de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen en el tiempo su comportamiento, tales como los factores climáticos, los económicos, los que se refieren al "uso de la tierra" en actividades que poco o nada tienen que ver con la tecnología de las vías terrestres, etc. Sin embargo, ha sido hasta épocas mucho más recientes cuando los ingenieros han comprendido que el uso de los materiales, que se ofrecen en general en amplia variedad en la naturaleza, dentro del cuerpo de la estructura, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo, y que aun utilizando los mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructuralmente muy distintas según el uso que se haga de los materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posición en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los tratamientos mecánicos o aun químicos que se les dé.

La construcción de las vías terrestres implica entonces el uso de los suelos, pero un uso selectivo, ju-

cioso y, en lo posible, "científico". Es sabido que la ingeniería moderna ha desarrollado ramas cuyos objetivos son precisamente el aprender a manejar de la mejor manera posible, ingenierilmente hablando, los suelos y las rocas con que se construyen las vías terrestres. Estas ramas son la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas, estrechamente auxiliadas por la Geología aplicada. No es, pues, de extrañar, dejando a un lado aspectos de planeación y trazo y algunos de índole económica y social, que el proyecto y la construcción de las vías terrestres sean a fin de cuentas una cuestión de aplicación juiciosa de normas de Mecánica de Suelos y de Mecánica de Rocas.

Hoy, la Mecánica de Suelos y la de Rocas se han diversificado tanto, que constituyen dos ramas independientes, con metodología y objetivos propios, dentro del conjunto de las especialidades de la Ingeniería; aunque sus fronteras están estrechamente entrelazadas, tanto como lo están los suelos y las rocas, cuya distinción a menudo es muy difícil, la Mecánica de Suelos y la de Rocas forman cada vez más dos campos separados que exigen a sus respectivos especialistas toda su dedicación personal.

El presente libro trata de las aplicaciones que tiene la Mecánica de Suelos en el proyecto y en la construcción de las Vías Terrestres; la Mecánica de Rocas sólo interviene, cuando se traslapan los métodos de ambas disciplinas y las soluciones sean comunes o bien, cuando la diferenciación entre ellas sea prácticamente imposible.

La aplicación de la Mecánica de Suelos a un campo cualquiera exige un conocimiento previo de tal disciplina, que a propósito se ha considerado fuera de los alcances de este libro. Afortunadamente existen muchos, algunos muy buenos, con los que el lector podrá suplir esta deficiencia. Sin embargo, con fines de unificación de pensamiento y aun de nomenclatura, este primer capítulo está dedicado a la presentación de ideas básicas sobre Mecánica de Suelos, de las que después se hará intenso uso.

I-2 NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SUELOS

Los suelos son conjuntos de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales que no pueden ser olvidadas por quienes pretendan comprender su comportamiento ingenieril.

a) El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían "vectorialmente". En general, en los valores de las propiedades, verticalmente ocurren cambios mucho más rápidos que horizontalmente.

b) La organización de las partículas minerales es tal que el agua, que como se sabe está presente en todo suelo en mayor o menor cantidad, puede, si hay la suficiente, tener "continuidad", en el sentido de distribución de presiones. El agua no ocupa huecos aislados, sin intercomunicación; puede llenar todos los poros que dejan entre sí las partículas minerales y que se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua que contiene al mineral en su seno.

Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente. El transporte por aire y agua y la sedimentación en esos dos medios constituyen el mecanismo usual que da lugar a un suelo transportado. Es evidente que la estructuración y la "distribución interna" de las propiedades tienen que ser completamente diferentes en un suelo residual que en un suelo transportado. En el primero, el ataque mecánico y la desintegración química tienden a producir un resultado final que en estructura y disposición recuerda, aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados y depositados en aire o agua generan estructuras que están regidas únicamente por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la deposición, características y condiciones iniciales de la roca original.

Cabe aquí un comentario de carácter general que pocas veces se valora por completo en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. En una medida sin duda mayor que lo deseable, la Mecánica de Suelos actual se refiere sobre todo a los suelos transportados. Empezó por el interés que plantearon diversos problemas de índole general e importante, sobre todo del tipo de cimentaciones en ciudades grandes y con subsuelos particularmente difíciles; se desarrolló por las ideas que fueron surgiendo de los laboratorios y de las experiencias de campo de quienes afrontaban tales problemas. En general, tales ciudades catalizadoras del interés por la Mecánica de Suelos existen en valles o planicies de costa, en los que, por razón natural, los suelos son transportados y no residuales, más propios de zonas onduladas o montañosas. Como consecuencia, se estudiaron sobre todo suelos transportados y se fueron conociendo sus propiedades, que a menudo se confundieron con las propiedades de los suelos en general, aun cuando lógicamente las de los suelos residuales hayan de ser diferentes. En

el transcurso del tiempo, toda la metodología de trabajo de la Mecánica de Suelos, incluyendo los métodos de prueba e investigación en el laboratorio, que han jugado tan importante papel en el desenvolvimiento de la disciplina, fue mostrando una inclinación hacia los suelos transportados que fue dejando a los residuales relativamente marginados del progreso de la especialidad. Y si es cierto que los suelos transportados abundan en la naturaleza, sobre todo en zonas apropiadas para la deposición, geológicamente hablando, también es cierto que los suelos residuales no lo son menos y que en estructuras como las carreteras o los ferrocarriles deben aparecer con particular frecuencia. En los últimos años, esto lo entendieron claramente muchos investigadores, cuyo interés se refleja cada vez más en las publicaciones de obras especializadas que ya, con relativa frecuencia, tratan de suelos residuales; pero los autores de este libro se preguntan si en el momento presente basta tener "interés" por los suelos residuales, interés que se refleje en su estudio con las ideas teóricas a que se ha llegado estudiando suelos transportados y con la metodología de laboratorio que se ha desarrollado para estos suelos. Parece lógico pensar que no sean esenciales las diferencias en comportamiento entre los suelos residuales y transportados, pero también parece lógico sentir que tales diferencias justifiquen algunos cambios en las actitudes mentales ante los suelos residuales y en las metodologías experimentales, incluyendo diseño de pruebas y equipos.

El ingeniero que aplica Mecánica de Suelos a Vías Terrestres debe tener presentes las ideas anteriores, por lo menos como un motivo para ejercer crítica sobre las conclusiones a que lo lleve la Mecánica de Suelos actual, especialmente si trata con suelos residuales. Esta labor crítica permitirá, por otra parte, ir descubriendo deficiencias, diferencias y nuevos enfoques. Algunos países son particularmente pródigos en suelos residuales ligados a problemas constructivos en obras de ingeniería. La Unión Sudafricana, el Brasil y algunas zonas de los Estados Unidos han expresado ya con frecuencia su preocupación por la escasez de conocimiento enfocado específicamente a suelos residuales. En México también abundan. Seguramente su existencia será más común en regiones de clima tropical, en donde la actividad de la erosión y, sobre todo, el poder de las acciones químicas de aguas cargadas de agentes en solución, producto de una intensa vida vegetal, hacen que el efecto de descomposición y ataque "in situ" pueda ir siendo más rápido que la capacidad de transporte de los agentes naturales.

I-3 RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS DE LOS SUELOS

En los suelos se distinguen tres fases constituyentes: la sólida (partículas minerales), la líquida (generalmente agua) y la gaseosa (generalmente aire). Entre estas fases es preciso definir un conjunto de

relaciones que se refieren a sus pesos y volúmenes, las cuales sirven para establecer la necesaria nomenclatura y para contar con conceptos mensurables, a través de cuya variación puedan seguirse los procesos ingenieriles que afecten a los suelos.

En la Fig. 1-1 aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases y en ella se acotan los pesos y volúmenes cuyo uso es de interés.

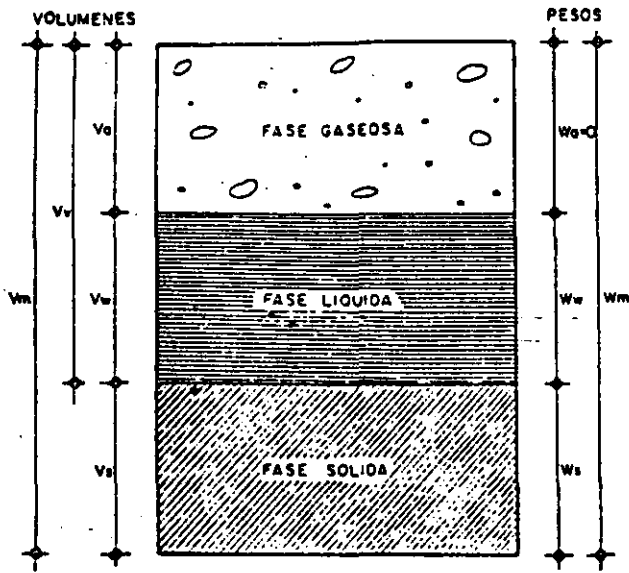


Figura 1-1. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

Las relaciones entre los pesos y los volúmenes se establecen a través del concepto de peso volumétrico, definido como la relación entre ambas cantidades. En la tecnología de las vías terrestres se usan los siguientes:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (1-1)$$

llamado el peso volumétrico de la masa;

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (1-2)$$

llamado el peso volumétrico de los sólidos. También se usa, sobre todo en cuestiones de compactación, el peso volumétrico seco, definido como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen total del suelo.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad (1-3)$$

Nótese que la expresión (1-3) puede ponerse:

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \frac{W_s}{V_m} = \frac{W_s}{\frac{W_m}{\gamma_m}} = \frac{\gamma_m}{\frac{W_m}{W_s}} \\ &= \frac{\gamma_m}{1 + w} \end{aligned} \quad (1-4)$$

La expresión (1-4) se usa en compactación de suelos.

Se emplea asimismo el peso específico relativo de los sólidos del suelo, definido como:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_n} = \frac{W_s}{V_s \gamma_n} \quad (1-5)$$

Las siguientes son también relaciones entre pesos y volúmenes que se utilizan mucho en las aplicaciones, por representar conceptos cuya variación sirve para describir fenómenos importantes y, por lo tanto, figuran muy frecuentemente en las fórmulas.

a) La relación de vacíos (e) es el cociente entre el volumen de vacíos y el de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1-6)$$

Teóricamente e puede variar de 0 a infinito (vacío perfecto), pero en la práctica sus límites están comprendidos entre 0.25 para arenas muy compactas con finos, y 15 para arcillas altamente estructuradas, muy compresible.

b) Se denomina grado de saturación a la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos de un suelo; matemáticamente:

$$G_w (\%) = 100 \frac{V_w}{V_v} \quad (1-7)$$

El grado de saturación varía de 0% en suelo seco a 100% en un suelo en el que todos los vacíos estuvieran llenos de agua, al que se llama suelo saturado.

c) Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida:

$$w (\%) = 100 \frac{W_w}{W_s} \quad (1-8)$$

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a infinito, pero en la práctica es difícil encontrar valores superiores a 1,000%, que se han medido en arcillas procedentes del Sureste de México; la conocida arcilla del Valle de México suele tener contenidos de agua comprendidos entre 400% y 600%.

Los conceptos anteriores sirven para establecer algunas relaciones útiles, que evitan la necesidad de medirlos todos en el laboratorio. Por ejemplo, en un

suelo totalmente saturado basta conocer dos conceptos independientes para, en función de ellos, poder establecer fórmulas para otros; en este caso, las fórmulas más usadas son:

$$e = w S_s \quad (1-9)$$

$$\gamma_m = \frac{S_s + e}{1 + e} \gamma_w = \frac{S_s (1 + w)}{1 + S_s w} \gamma_w \quad (1-10)$$

La deducción de estas fórmulas, así como de las que se mencionan a continuación, referentes a relaciones volumétricas y gravimétricas, puede verse en la Ref. 1.

En el caso de suelos parcialmente saturados (es decir, con parte de sus vacíos ocupada por aire) se precisan tres cantidades independientes para definir a otra dada. Las relaciones más usuales a que puede llegarse son:

$$e G_w = w S_s \quad (1-11)$$

$$\gamma_m = \frac{1 + w}{1 + e} \gamma_s \quad (1-12)$$

Atención especial debe darle al cálculo de los pesos volumétricos de los suelos situados bajo el nivel freático. En tal caso, el empuje hidrostático ejerce influencia en los pesos, de acuerdo con las leyes de la boyancia (Principio de Arquímedes). El peso específico relativo de la materia sólida sumergida vale:

$$S'_s = S_s - 1 \quad (1-13)$$

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos:

$$\gamma'_s = \gamma_s - 1 \quad (1-14)$$

Es decir, un metro cúbico de suelo sólido desaloja un metro cúbico de agua; luego sufre un empuje ascendente de 1 ton, que es el peso de dicho metro cúbico de agua.

Para el peso volumétrico de la masa del suelo se obtienen las fórmulas (Ref. 1)

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{1 + S_s w} \gamma_w \quad (1-15)$$

y

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{S_s} \gamma'_s \quad (1-16)$$

14 CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURACION DE LAS PARTICULAS MINERALES

La forma de las partículas minerales de un suelo es de importancia primordial en su comportamiento mecánico. En los suelos gruesos la forma caracterís-

tica es la equidimensional, en la que las tres dimensiones de la partícula son comparables. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y solo por excepción corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico; puesto que los agentes mecánicos en general no actúan con preferencia por ninguna dirección en especial, es natural que su producto final tienda a la forma esférica. Sin embargo, existen a veces efectos que representan alguna acción que se ejerce preferentemente en una dirección determinada; ejemplo de lo anterior son las formas redondeadas características de gravas y arenas que han sufrido el ataque de ríos o del mar.

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan notablemente sobre cualesquiera otras que pudieran ejercerse entre las partículas; por ello todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

En los suelos finos, producto en general del ataque químico de las aguas a las rocas o a otros suelos, la forma de los componentes tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla adoptan en general la forma laminar, en que dos dimensiones son incomparablemente más grandes que la tercera; como excepción, algunos minerales de arcilla poseen forma acicular, en la que una dimensión es mucho más grande que las otras dos.

Como consecuencia de la forma de sus minerales y de su tamaño, generalmente muy pequeño, en los suelos muy finos ejercen acción importantísima fuerzas de tipo diferente a las gravitacionales; ello es debido a que en estos granos la relación entre el área de su superficie y su peso (superficie específica) alcanza valores de consideración, cobrando mucha significación las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales. La estructura interna de las arcillas puede concebirse en forma elemental según las ideas que se exponen a continuación. En las referencias 3 y 4 podrán encontrarse algunos estudios que permitirán al lector ahondar un poco más en la cuestión fundamental de la fisico-química de las arcillas, tema al que se concede cada día mayor importancia en la Mecánica de Suelos y que resulta de fundamental utilidad para explicar el comportamiento macroscópico de las formaciones térreas que el ingeniero encuentra en su actividad diaria.

La superficie de cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa, por lo menos en sus partes planas (por el contrario, parece haber evidencia de concentraciones de carga positiva en las aristas). La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así, la partícula atrae a los iones positivos del agua que la rodea (H^+) y a cationes de diferentes elementos químicos existentes en la misma, tales como Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{+++} , etc. Lo anterior conduce, en primer lugar, al hecho de que cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de partículas

le agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura (agua adsorbida); cuando la partícula atrae cationes de otros elementos químicos, éstos atraen a su vez a otras moléculas de agua orientadas, por lo que el espesor de la película de agua adsorbida por el cristal de arcilla es función no sólo de la naturaleza del mismo, sino también del tipo de los cationes atraídos.

Dada la superficie específica a veces enorme de los cristales de arcilla, las fuerzas eléctricas de superficie juegan un papel mucho más importante que la acción gravitacional.

Lo anterior se refleja, en primer lugar, en las formas estructurales que los suelos finos pueden adoptar cuando se depositan en un medio apropiado. Las estructuras sumamente abiertas, con gran predominio de vacíos de que después se hablará, sólo son concebibles si se toman en cuenta las ideas anteriores. Además, entre los cristales propiamente dichos del suelo fino, las capas de adsorción proporcionan un contacto *sui generis* que ayuda a entender y explicar propiedades macrofísicas familiares al ingeniero, tales como plasticidad o resistencia al esfuerzo cortante.

Las propiedades mecánicas de una arcilla podrán cambiar, por lo tanto, si se hacen variar los cationes contenidos en sus complejos de adsorción, de manera que variando éstos puedan tenerse propiedades mecánicas diferentes en la arcilla original. Por cierto, estas ideas abren posibilidades para el tratamiento físico-químico de muchos suelos a la escala ingenieril; desgraciadamente estos métodos no han sido suficientemente desarrollados en la práctica. En general, los cationes pueden disponerse según su efecto benéfico decreciente en la resistencia de las arcillas, de acuerdo con la lista: $(NH_4)^+$, H^+ , K^+ , Fe^{+++} , Al^{+++} , Mg^{++} , Ba^{++} , Ca^{++} , Na^+ , Li^+ .

En resumen, puede concluirse que es la forma de las partículas minerales que constituyen el suelo la que determina primordialmente la preponderancia de las fuerzas gravitacionales o de las electromagnéticas entre los cristales, de donde, a su vez, quedan determinadas la estructuración en general del suelo y la naturaleza del contacto entre las partículas individuales. En los suelos gruesos (forma equidimensional) se tiene área mínima cubriendo peso máximo de la partícula (recuérdese que se demuestra que la esfera es el área mínima que cubre un volumen dado); es, por tanto, natural que en estos suelos la actividad gravitacional sea claramente predominante. En suelos finos, las formas especiales de sus minerales causan que en las partículas haya un área muy grande coexistiendo con un peso relativamente muy pequeño; es sabido que la carga eléctrica neta del cristal se concentra en su superficie y depende de ella, por lo que es natural en estos cristales de los suelos finos que la actividad eléctrica de su superficie predomine por mucho sobre las fuerzas gravitacionales. Cuando las partículas son suficientemente pequeñas y los suelos se forman por deposición en un medio continuo, existen, como se verá más ade-

lante, otros efectos, tales como el movimiento Browniano, que contribuyen a minimizar el efecto natural de la gravedad terrestre.

Se denomina estructura de un suelo al arreglo o disposición que adopten sus partículas minerales. Es obvio que la estructuración que tenga un suelo dado juega un papel fundamental en su comportamiento, especialmente en lo que se refiere a resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

El problema de la estructuración de los suelos es netamente distinto en los suelos gruesos (de forma equidimensional) y en los finos (generalmente de forma laminar). En los primeros, la aglomeración de partículas se produce únicamente por acción gravitacional; los granos de arena o grava se disponen como las canicas dentro de una caja. El mecanismo de estructuración es fácil de concebir (no se olvide que el hombre vive en un mundo gravitacional, en que los mecanismos de tales fuerzas le resultan completamente familiares) y, dado el tamaño de los granos de que se habla, cualquier hipótesis de estructuración es inmediatamente verificable a simple vista.

Por el contrario, en los suelos finos, las fuerzas que definen la estructura son fundamentalmente de naturaleza electromagnética, mucho más difíciles de concebir y, además, existe la dificultad adicional de que cualquier hipótesis de estructuración que se haga no puede ser verificada a simple vista, dado el pequeño tamaño de los cristales, por lo que no es de extrañar que el problema de la estructuración de los suelos finos resulte difícil, controvertible y, en general, mucho más complicado que el de los suelos gruesos; los métodos de investigación de la estructura de los suelos finos, tales como el uso de microscopios electrónicos, difracción de ondas, etc., son todos de naturaleza indirecta y están sujetos a la interpretación del especialista, por lo que no resulta raro que existan muy variadas corrientes de pensamiento en torno a este problema.

La estructura típica de un suelo grueso (análoga a la de un agrupamiento de canicas en una caja) recibe el nombre de estructura simple, y su comportamiento mecánico queda fundamentalmente definido por la compacidad. Terzaghi ha propuesto el concepto de compacidad relativa para medir tal condición. La compacidad relativa es determinable en laboratorio (referencia 5)

$$C_r = 100 \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \quad (1-17)$$

En donde:

$e_{\text{máx}}$ = relación de vacíos correspondientes al estado más suelto, obtenida vertiendo al material dentro de un recipiente, sin ninguna compactación posterior.

$e_{\text{mín}}$ = relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo, obtenida al someter la

muestra del suelo grueso a un proceso de varillado por capas dentro de un recipiente.

e_{nat} = relación de vacíos del suelo en estado natural.

C_c se expresa usualmente como porcentaje. Valores superiores al 50% suelen considerarse de un suelo compacto y este valor se menciona frecuentemente como límite de seguridad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos gruesos, posibilidades de licuación de mantos de arena y limos no plásticos, etc.

Aparte de la compacidad, se acepta que influye en el comportamiento mecánico de un suelo grueso la angulosidad de sus granos (a misma compacidad, la mayor angulosidad da más trabazón y, por lo tanto, mayor resistencia al esfuerzo cortante) y la orientación de sus partículas, lo que se admite que influye sobre todo en la permeabilidad.

Existen varias hipótesis sobre estructuración de los suelos finos. Terzaghi presentó originalmente las conocidas con los nombres de panaloide y floculenta (referencia 6) que se muestran en las figuras 1-2 y 1-3.

La estructura panaloide se considera típica de granos de > 2 mm o algo menores que se depositan en agua o aire; las fuerzas gravitacionales ejercen un cierto efecto, pero las fuerzas eléctricas son de magnitud comparable.

La estructura floculenta se consideró típica de partículas de tamaño mucho menor, que por sí solas ya no se sedimentarían por el efecto de impacto causado por las vibraciones moleculares del medio en que ocurra la sedimentación; estas partículas por sí solas se moverían al azar con un movimiento característico llamado Browniano. Se suponía que estas partículas podían unirse formando un grumo, con la estructura de un panalito, el cual adquiriría peso suficiente para depositarse, obteniendo así una estructura de panales formados con panales. Como quiera que la capacidad de unión de las partículas individuales para formar los grumos más pesados, se



Figura 1-2. Estructura panaloide.

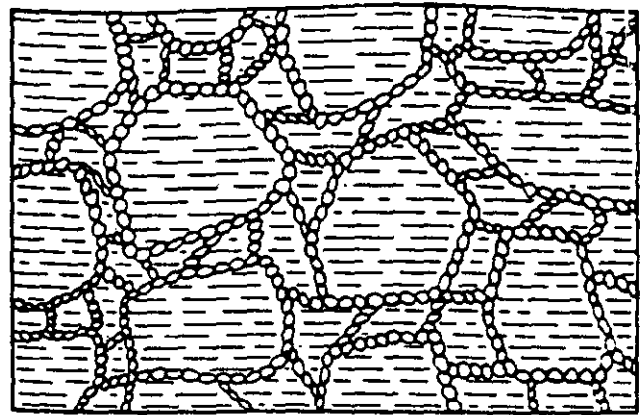


Figura 1-3. Esquema de estructura floculenta.

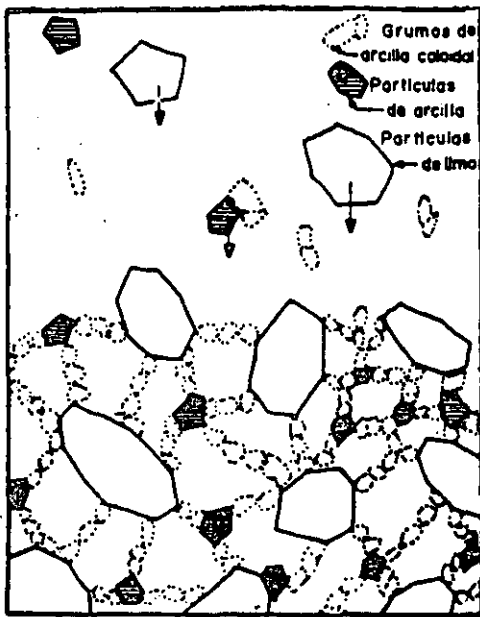
incrementa mucho si existe un electrólito en el medio de depósito, se suponía que esta estructura sería muy típica de suelos muy finos depositados en el mar o en lagos de agua cargada de sales susceptibles de sufrir disociación electrolítica.

En la referencia 7, A. Casagrande presentó otra hipótesis de estructuración de suelos predominantemente finos, que aparece en la figura 1-4.

En esta hipótesis de Casagrande se considera la posibilidad de que no todas las partículas del suelo tengan el mismo tamaño, pero la idea más interesante de ella es la introducción del concepto de esqueleto estructural, constituido por las partículas más gruesas (de limo en la figura) y por los panales y flóculos que existen entre ellas. La idea es que bajo el peso del suelo sobreyacente o de alguna carga actuante en la superficie se establece en el interior del suelo un mecanismo de transmisión, que funciona como un esqueleto del conjunto, dejando en los espacios entre las partículas gruesas y sus nexos gran cantidad de material fino poco o nada comprimido. Los nexos entre las partículas gruesas que forman parte del esqueleto habrán sufrido, por el contrario, un lento proceso de compresión y adaptación a la carga, que es lo que da al conjunto su resistencia. Si se acepta esta idea, es muy fácil comprender la diferencia de resistencia que existe entre una arcilla inalterada y una remoldeada, en que, por alguna razón, se ha roto el esqueleto y se transmite la carga a las masas de flóculos no precomprimidos.

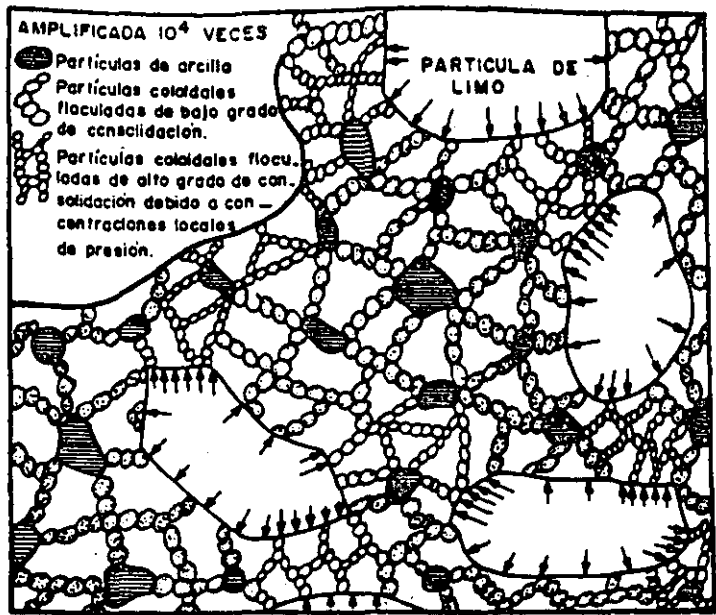
En épocas más modernas se han introducido como fundamentales los conceptos de floculación y dispersión (referencia 8).

Si el efecto neto de las fuerzas atractivas y repulsivas entre dos cristales de arcilla es de atracción, las dos partículas se unirán (posiblemente arista contra cara plana); se dice entonces que están floculadas. Si la acción neta es repulsiva, se separarán, dando lugar a una estructura dispersa. La alteración de la capa adsorbida de los cristales puede producir tendencia a la floculación o a la dispersión en un sis-



(a)

En formación



(b)

Ya formada

Figura I-4. Una estructura compuesta (según A. Casagrande).

tema de cristales de arcilla; la tendencia a la floculación aumenta principalmente cuando hay un electrolito en el agua que rodea a los cristales de arcilla o cuando se eleva la temperatura. Las figuras I-5 y I-6 muestran disposiciones típicas de estructuras floculadas y dispersas, respectivamente.

Debe notarse que el conjunto de estructuras para los suelos finos someramente descrito en lo que ante-

cede no constituye una serie de posibilidades reales en la naturaleza, sino simplemente algunas hipótesis de estructuración de que hoy se habla. Muchos investigadores aceptan alguna de las explicaciones anteriores, pero no otras, de manera que no existe pleno acuerdo al respecto.

También debe advertirse la posibilidad de que se conjuguen las formas anteriores, dando lugar a un variado número de combinaciones.

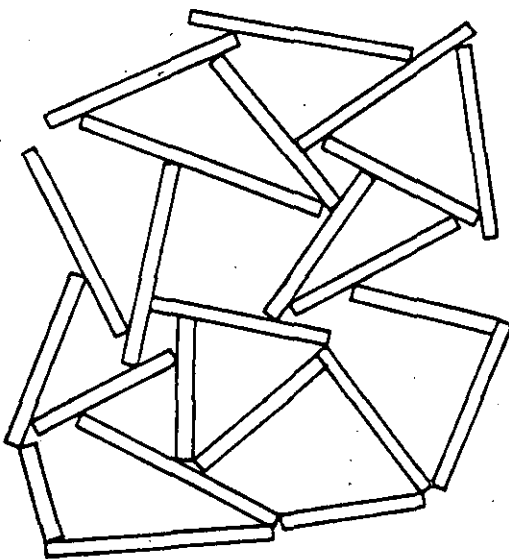


Figura I-5. Estructura en "castillo de naipes".

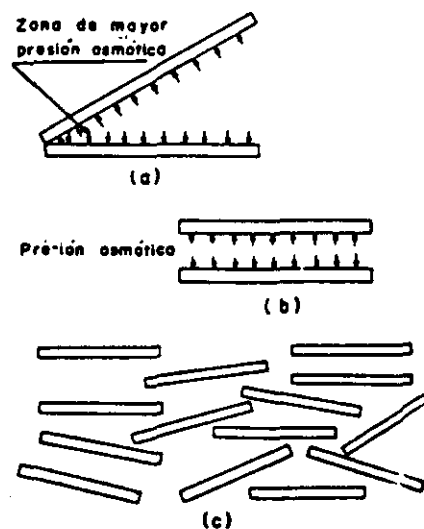


Figura I-6. Estructura dispersa.

1.5 GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que la sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado; pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos, en los que, como se verá, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastante dudosos.

En suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos), de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compacidad; la angulosidad de los granos y la orientación de las partículas juegan también un papel importante, aunque menor. Evidentemente, cualquier análisis por mallas no da ninguna información sobre estos aspectos. La compresibilidad de estos suelos, por otra parte, aunque también depende fundamentalmente de su estructuración y compacidad, se ve influida en bastante mayor grado por la granulometría, según ha puesto de manifiesto la investigación moderna, como se verá más adelante. Han resultado decepcionantes los esfuerzos realizados hasta el presente para establecer alguna correlación entre la curva granulométrica y la permeabilidad de los suelos (referencia 2).

Se ha dicho que los suelos gruesos con amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor, para una misma energía de compactación, que los suelos muy uniformes (mal graduados). Esto sin duda es cierto, pues, sobre todo con vibrado, las partículas más chicas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compacidad. Sin embargo, la relación entre granulometría y facilidad de compactación no ha podido pasar de una correlación cualitativa tan vaga como la que queda enunciada, por lo cual en estudios para compactación de suelos poco o ningún provecho puede obtenerse de la curva granulométrica de los suelos gruesos. Mucho más difíciles de establecer son las propiedades mecánicas de interés ingenieril de los suelos finos tradicionalmente llamados cohesivos (arcillas y limos plásticos). Dependen de un número mucho mayor de conceptos que los de los suelos gruesos y, so pena de caer en confusión, tal estudio no puede ser abordado en esta etapa de la presentación de conceptos de la mecánica de suelos. Baste decir (y el lector tendrá ocasión de comprobarlo más adelante) que ninguna de las circunstancias que definen las propiedades me-

cánicas de un suelo fino está descrita por la distribución granulométrica de dicho suelo. En mucho mayor medida de lo que sucede en suelos gruesos, el conocimiento de la distribución granulométrica resulta estéril en el caso de los suelos finos.

Demostrándose una vez más la fuerza de la tradición y la costumbre, todavía es común en la actualidad que muchas especificaciones referentes al uso o rechazo de los materiales para la construcción de Vías Terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no es casi nunca el tamaño de las partículas de un suelo fino el que define su comportamiento mecánico, y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla caolinítica, relativamente inerte ante el agua y que para muchos usos resultaría perfectamente aprovechable, puede tener una distribución granulométrica análoga a una arcilla montmorilonítica, quizá con materia orgánica, sumamente activa, que constituye en casi todos los casos un suelo que debe rechazarse para su uso en la construcción de vías terrestres.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocidos términos arcilla, limo, arena y grava tienen tal origen y un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo. La necesidad de un sistema de Clasificación de Suelos no es discutible, pero el ingeniero ha de buscar uno en que el criterio de clasificación le sea útil, es decir, en el que se clasifique a los suelos de acuerdo con sus propiedades ingenieriles fundamentales y no según el tamaño de sus partículas, que poco significa.

De todos modos, como en muchas cuestiones de aplicación de sus técnicas, el ingeniero actual en vías terrestres hace un uso todavía relativamente frecuente de las curvas granulométricas, se exponen a continuación algunos detalles sobre tales métodos.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical (pues el 100% de

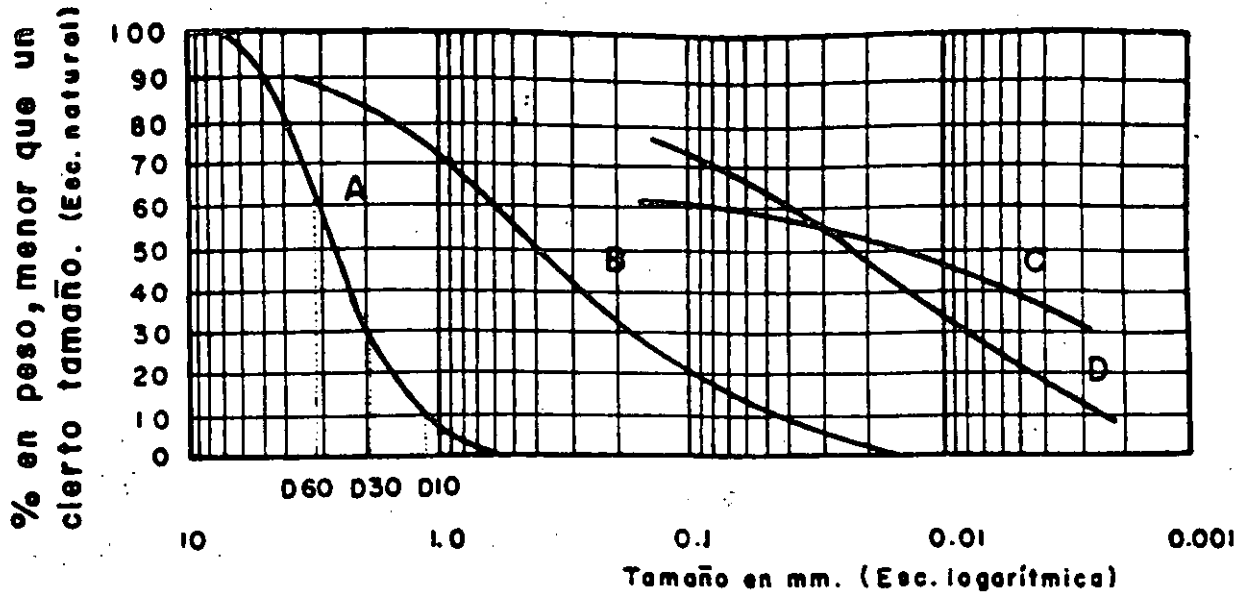


Figura 1-7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la Fig. 1-7 se muestran algunas curvas granulométricas reales.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1-18)$$

en donde:

D_{60} : tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad, la relación (1-18) es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (1-19)$$

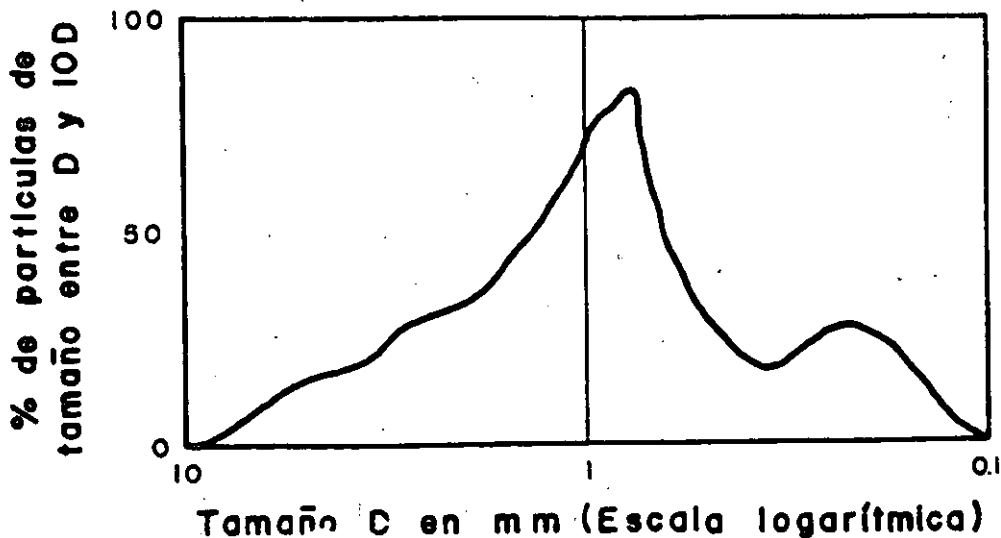


Figura 1-8. Histograma de un suelo.

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3, en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

p es el porcentaje, en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño, y D el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la frecuencia con que en ese suelo se presentan partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo. En la Fig. 1-8 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1 mm.

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa primeramente vista, y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad. Actualmente el uso de histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

También se han representado las curvas granulométricas en escala doblemente logarítmica, con la ventaja, para algunos usos, de que en este caso, en muchos suelos naturales la forma de las curvas se acerca notablemente a una línea recta.

Bajo el título de Análisis Mecánico quedan comprendidos todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densímetro).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N° 200 (0.074 mm). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla N° 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas y, por ejemplo, el cribado a través de las mallas N° 100 (0.149 mm) y N° 200 (0.07 mm) suele requerir agua para facilitar el paso de la muestra (procedimiento de lavado).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro (densímetro) es hoy, quizá, el de uso más extendido y el único que se verá con cierto grado de detalle. Como todos los de este grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos de América (1927).

Debido a lo importante de los errores que afectaban a las pruebas originales, el método no satisfizo a muchos especialistas, por lo que, en épocas posteriores, el *Public Road Administration* de los Estados Unidos encomendó al doctor A. Casagrande la investigación de tales errores, para su eliminación y necesaria corrección. Como resultado de sus estudios, Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos (en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, por litro), y algunos cambios radicales en el procedimiento de la prueba, con el objeto de eliminar los errores principales; obtuvo también fórmulas para las correcciones necesarias en ciertos pasos, cuyos errores no pudieron eliminarse al cambiar el procedimiento.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo S_s que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real; en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple del equivalente; cabe notar que en partículas muy finas esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura floculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \left(\frac{D}{2} \right)^2 \quad (1-20)$$

en la que

- v = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg;
 γ_s = peso específico de la esfera, en g/cm³;
 γ_f = peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura);
 η = viscosidad del fluido, en g · seg/cm² (varía con la temperatura);
 D = diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm resulta

$$D = \sqrt{\frac{1,800 \eta v}{\gamma_s - \gamma_f}} \quad (1-21)$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimentan en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamices puede llegarse a tamaños de 0.075 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos ininterrumpidamente.

El método del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis.

- La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.
- Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. (En general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro.)
- El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

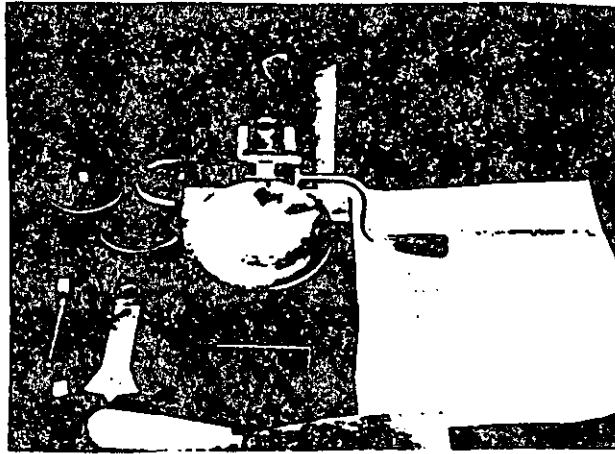
1-6. PLASTICIDAD

La plasticidad y el uso extenso que de ella hace el especialista en Mecánica de Suelos, constituyen una de las cuestiones más difíciles de comprender para el ingeniero ajeno a la especialidad. Y, sin embargo, el concepto que se halla debajo de la utilización de las ideas de plasticidad es ampliamente familiar en nuestra vida cotidiana. Es común que en la naturaleza existan magnitudes imposibles de medir en sí mismas o magnitudes cuya medición directa sea difícil o costosa; en tal caso, el intentar una medición indirecta constituye una técnica común a muchos campos de la actividad científica. Se trata de buscar una magnitud, diferente de la que se de-

sea medir, que sea fácilmente medible y cuya correlación con la magnitud problema sea conocida y confiable; así, midiendo los cambios en la magnitud auxiliar y usando la correlación, podrán conocerse los cambios en la magnitud problema durante el desarrollo de cualquier fenómeno que sea conveniente estudiar. Por ejemplo, la temperatura es muy difícil de medir directamente, pero se mide muy fácilmente en un termómetro clínico, midiendo en realidad una longitud (la de la columna de mercurio); el hecho es posible porque existe una correlación conocida entre el aumento de longitud (dilatación lineal) del mercurio y el aumento de su temperatura. Se recurre así a una medición indirecta fácil y barata de un concepto difícilmente medible en sí mismo.

Lo mismo sucede con la plasticidad en Mecánica de Suelos. El ingeniero está realmente interesado en las propiedades fundamentales de los suelos, tales como resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etcétera. Hoy estas propiedades pueden medirse, dentro de una aproximación que pudiera considerarse razonable, según atestiguan muchas obras de ingeniería, pero tal medición resulta en la práctica larga y costosa para algunos fines. Por otra parte, los trabajos de Atterberg y A. Casagrande (Ref. 9) han permitido manejar una nueva magnitud en los suelos finos, muy sencillamente medible en los laboratorios más elementales y trabajando con las muestras de suelo también más simples y baratas que se pueda imaginar. Esta magnitud es la Plasticidad; su utilidad radica en que ha sido posible establecer correlaciones entre sus valores y las propiedades fundamentales del suelo; estas correlaciones son suficientemente confiables, por lo menos, para trabajar en las etapas iniciales de un proyecto, cuando la identificación de los suelos y su clasificación son importantes. Al mismo tiempo, las correlaciones son demasiado poco precisas como para permitir fundar en ellas un trabajo cuantitativo de detalle, que corresponda a etapas avanzadas de un proyecto; es decir, generalmente el uso de las pruebas de plasticidad y el manejo de los valores correspondientes en los suelos que figuran en un proyecto dado no exime al ingeniero de la necesidad de realizar a fin de cuentas las indispensables pruebas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante, etc., pero le permite identificar y clasificar a los suelos ya en sus primeros contactos con ellos, dejando de trabajar a ciegas y recibiendo valiosísima orientación para programas de exploración y muestreos definitivos, de pruebas de laboratorio más elaboradas y costosas, etc. En suma, la plasticidad proporciona una orientación previa de información preliminar que ahorra tiempo y esfuerzo en todas las etapas subsecuentes del proyecto, y con frecuencia evita que se cometan graves errores.

Dentro de los límites del sentido que se da al término en la Mecánica de Suelos, Plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. La anterior defini-



Copa de Casagrande

ción, según se verá más adelante, circunscribe la propiedad a los suelos arcillosos bajo determinadas circunstancias.

Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no es una propiedad general de todos los suelos; los suelos gruesos no la exhiben en ninguna circunstancia. En segundo lugar, hizo ver que en los suelos finos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla o un limo susceptibles de ser plásticos pueden tener la consistencia de un ladrillo, cuando están muy secos; con un gran contenido de agua, pueden presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo de contenido de agua en el que esos suelos se comportan plásticamente.

Según su contenido de agua decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente, según la definición anterior.
4. Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen si se sigue secando.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo ya no varía con secado.

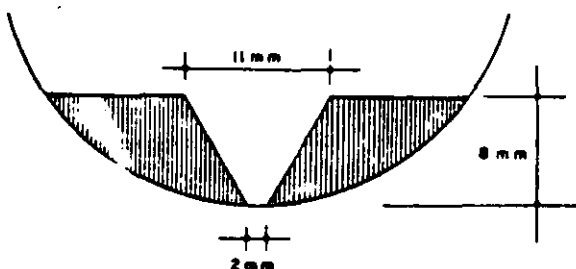


Figura I-9. Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg lo hizo originalmente estableciendo las primeras convenciones; Casagrande las refinó posteriormente y les dio su forma actual (Ref. 10). La frontera entre el estado semilíquido y el plástico se denomina Límite Líquido, que se define en términos de una cierta técnica de laboratorio, consistente en colocar al suelo en una Copa de Casagrande, formarle una ranura de dimensiones especificadas y ver si la ranura se cierra o no de determinada manera al darle al suelo 25 golpes en la Copa, también de un modo estandarizado. El contenido de agua con el que se produce el cierre de la ranura precisamente en 25 golpes es el Límite Líquido; un contenido de agua mayor haría que la ranura se cerrara con menos golpes y el suelo se consideraría en estado semilíquido; por el contrario, un contenido de agua menor haría que la ranura se cerrara con más golpes y el suelo se consideraría, por lo menos, en estado plástico. En la mencionada referencia 10 se puede ver el detalle de esta prueba y de las demás que se mencionan en este apartado.

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina límite plástico. Este es también un determinado contenido de agua, propio de cada suelo, y referido a una prueba en que se hace rolar entre las palmas de las manos un cilindrito de suelo hasta que se agrieta y desmorona; el suelo está en el límite plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando el cilindrito tiene 3 mm. de diámetro (Ref. 10). Actualmente se utiliza mucho como parámetro de plasticidad el llamado índice plástico.

$$I_p = LL - LP \quad (1-22)$$

El valor anterior mide de un modo muy claro el intervalo plástico; naturalmente que para situar a éste dentro de la escala general de humedades hace falta otro valor, sea el límite líquido o el límite plástico. Por eso suele decirse que para definir la plasticidad de un suelo hacen falta dos parámetros.

El tercer límite o frontera entre estados de consistencia de interés práctico es el límite de contracción, contenido de agua abajo del cual el volumen de suelo ya no disminuye cuando éste se seca. El límite se manifiesta visualmente (y este hecho sirve para una determinación aproximada) por un característico cambio de color de tono oscuro a más claro, producido por una retracción de los meniscos del agua hacia el interior de la masa. En realidad, de todos los límites en uso este es el único que está ligado a un hecho físico significativo y no es puramente convencional. El Límite de Contracción representa dentro del secado gradual el momento en que la tensión capilar alcanza el valor máximo (los meniscos alcanzan su máxima curvatura en los extremos de los canaliculos del suelo), de manera que cualquier evaporación posterior produce la retracción del

agua hacia el interior del suelo, pero ya a tensión apilar constante (es decir, con curvatura constante en los meniscos). Según se explicará más adelante, el que esto ocurra prácticamente en forma instantánea en toda la superficie de la muestra indica que, estadísticamente hablando, todos los canaliculos de la masa de suelo son similares en diámetro.

Es natural que las atmósferas de adsorción de agua en torno a los cristales de mineral no se comporten como un líquido libre sometido sólo a fuerzas gravitacionales. Por ejemplo, al comparar dos suelos, 1 y 2 (referencia 11), si el 1 tiene mayor tendencia a crear atmósferas de adsorción, debe esperarse que la humedad a la cual los dos suelos comienzan a comportarse como un líquido sea mayor en 1 que en 2. Lo que es lo mismo, el suelo 1 tendrá un límite líquido mayor que el 2, si sus cristales tienen mayores atmósferas de adsorción. Es lógico pensar que un razonamiento análogo pueda establecerse para el Límite Plástico y, por ello, para el Índice Plástico. Por otra parte, los límites se han fijado de un modo totalmente arbitrario, por lo que es difícil imaginar que la magnitud de uno de ellos, tomado aisladamente, pueda relacionarse de un modo cuantitativo con los espesores de agua adsorbida.

A causa del gran incremento de superficie específica que está ligado en general al tamaño decreciente de las partículas de un suelo, es de esperar que la intensidad del fenómeno de adsorción esté muy influida por la cantidad de arcilla que contenga el suelo. Skempton (referencia 12) ha definido una cantidad denominada Actividad de una arcilla.

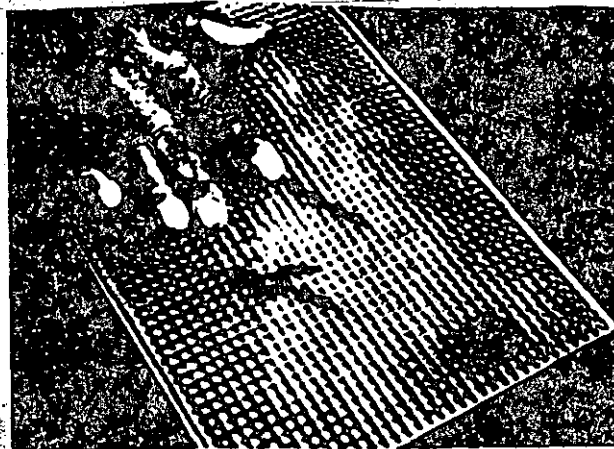
$$A = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelo más fino que } 0.002 \text{ mm}} \quad (1-23)$$

La actividad puede valer 0.38 en arcillas caolínicas, 0.90 en arcillas ilticas y alcanzar valores superiores a 7 en arcillas montmoriloníticas, lo cual da idea de las características de plasticidad de las arcillas, según su composición mineralógica.

Los límites de plasticidad han resultado ser útiles en cuestiones de clasificación e identificación de suelos, tal como se verá en el capítulo 2 de esta obra. También se usan en especificaciones para controlar el empleo de suelos. En cuestiones posteriores de este mismo capítulo se presentarán algunas correlaciones interesantes entre los Límites de Plasticidad y algunas propiedades fundamentales de los suelos.

1-7 EL MECANISMO DE LA CONTRACCION DE LOS SUELOS FINOS POR SECADO

Es un hecho generalmente aceptado en la actualidad que cuando la superficie de un líquido está en contacto con un material diferente se producen esfuerzos en esa superficie, a causa de la atracción entre las moléculas vecinas de los dos elementos diferentes. Al ingeniero de vías terrestres le preocupa



Prueba del límite plástico

muy especialmente el contacto entre el agua y las partículas minerales de los suelos y entre el agua y el aire; generalmente los esfuerzos que corresponden a estos casos son de tensión. La atracción entre las moléculas vecinas de las sustancias distintas en contacto puede medirse por el coeficiente de tensión superficial, que resulta ser una propiedad característica de cada sustancia. En la referencia 13 se detallan un poco los conceptos físicos que permiten definir este coeficiente y entender los procesos del contacto entre el agua y los suelos, que tengan repercusión en la ingeniería de suelos aplicada a las vías terrestres. Probablemente la evidencia más conocida de los fenómenos de superficie es la capilaridad, propiedad por la cual el agua puede ascender y permanecer por arriba de la línea que representa la presión atmosférica, por el interior de un tubo capilar de vidrio o por un canaliculo entre las partículas minerales de un suelo. En la referencia 13 se demuestra que la máxima altura capilar a que puede ascender el agua en tales condiciones resulta ser:

$$h_{cr} = \frac{2T_s \cos \alpha}{r \gamma_w} \quad (1-24)$$

donde T_s es el coeficiente de tensión superficial del

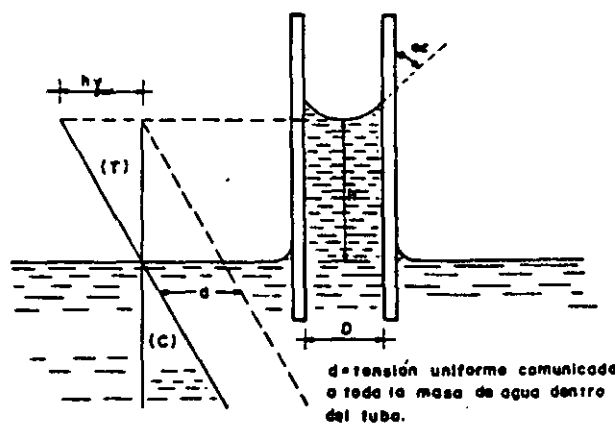


Figura 1-10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.



Muestra de suelo fino secado por evaporación

agua ($0.074 \frac{g}{cm}$ a $20^\circ C$, pues también es función de la temperatura), α es el ángulo de contacto entre el agua y la pared del canalículo (Ref. 13), y r es el radio de dicho conducto. En Mecánica de Suelos es razonable pensar que usualmente $\alpha = 0$, o sea que el menisco esférico que forma el agua es tangente a las paredes (menisco semiesférico); en tal caso, la expresión (1-24) puede escribirse simplemente

$$h_{cr} = \frac{0.3}{D} \quad (1-25)$$

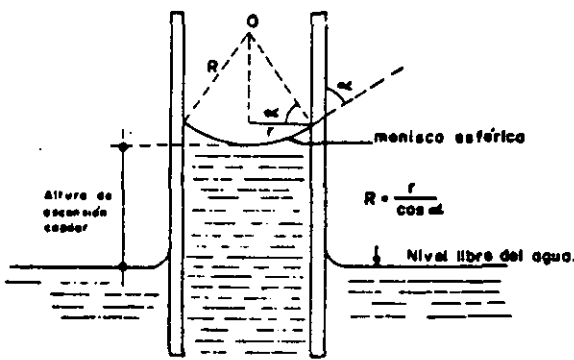


Figura I-11. Relación entre el radio del menisco y el radio del conducto capilar.

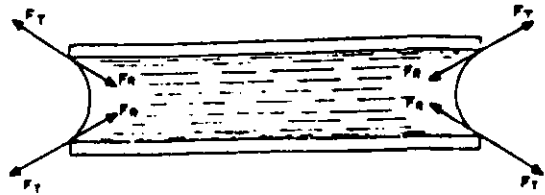


Figura I-12. Esquema que ilustra la generación de presiones capilares en un tubo capilar.

donde D es el diámetro del canalículo en cm y h está en la misma dimensión. Se estima evidente la obtención de la expresión (1-25) a partir de la (1-24), considerando $\alpha = 0$.

En la Fig. I-10 se muestra la distribución de esfuerzos en un canalículo de suelo, el cual se ha idealizado bajo la forma de un verdadero tubo capilar, tal como es común hacerlo en los análisis teóricos de estos temas.

Bajo el nivel libre, la distribución sigue la conocida ley lineal, supuesto que el agua se encuentra en condición hidrostática. Arriba del nivel libre, el estado de esfuerzos está representado por la prolongación del diagrama hidrostático, de manera que en toda la columna de ascension capilar se tendrán esfuerzos de tensión, considerando la presión atmosférica como origen de esfuerzos.

En cualquier punto de la columna, el esfuerzo de tensión puede obtenerse multiplicando la distancia vertical del punto a la superficie libre por el peso específico del agua.

$$u = h\gamma_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \quad (1-26)$$

de donde

$$u = \frac{2T_s}{R} \quad (1-27)$$

En la expresión anterior u es el esfuerzo de tensión en el agua en $\frac{g}{cm^2}$ y R el radio del menisco que forma el agua en el canalículo. Nótese que el radio del menisco y el radio del conducto capilar están relacionados según se muestra en la Fig. I-11, con cuya ayuda se podrá comprender de inmediato el origen de la expresión (1-27).

La expresión (1-27) establece el hecho importante de que el esfuerzo de tensión a que está sometida el agua dentro del suelo, cuando trabaja a tal tipo de esfuerzo, es inversamente proporcional al radio del menisco que se desarrolla en los canalículos del propio suelo. Naturalmente éste depende, en primer lugar, del diámetro del propio canalículo; es evidente que el radio mínimo de menisco (al que corresponderá la tensión máxima) vale precisamente la mitad del diámetro del conducto capilar que quede entre las partículas minerales, lo que corresponde a un menisco semiesférico (menisco totalmente desarrollado). Nótese que de acuerdo con lo anterior el

agua podrá alcanzar esfuerzos de tensión muy importantes dentro del suelo, cuando las partículas minerales estén muy próximas, lo que sucede sobre todo en los suelos muy finos, de acuerdo con la regla de que los huecos entre las partículas gruesas son grandes, en tanto que entre las partículas muy finas (arcillas) son pequeñísimos.

De lo anterior resulta evidente que se puede obtener un menisco totalmente desarrollado siempre que el conducto capilar sea lo suficientemente largo como para permitir que la columna de agua se eleve hasta la altura máxima de ascensión capilar. Si el tubo es más corto, la ascensión capilar queda restringida y se formará un menisco de un radio tal que se restablezca el equilibrio hidráulico, con un esfuerzo de tensión en el agua menor que el máximo posible, correspondiente a una columna de agua también menor que la máxima posible.

Si el conducto capilar se encuentra en posición horizontal, como es el caso del que aparece en la Fig. I-12, se formarán gradualmente en sus extremos los meniscos, debido a la evaporación del agua. En cada extremo la curvatura del menisco aumentará hasta la máxima, que corresponde a la forma semiesférica, como ya se dijo; al mismo tiempo, el esfuerzo de tensión en el agua aumentará hasta su valor máximo correspondiente al diámetro del conducto capilar de que se trate. Si continúa la evaporación del agua, los meniscos se retraerán hacia el interior del conducto, conservando su curvatura y manteniéndose, por lo tanto, invariable la tensión en el agua. Se ve, pues, que en un conducto capilar horizontal el esfuerzo de tensión en el agua es el mismo en toda la longitud, a diferencia del tubo vertical, en donde, como se indicó, los esfuerzos siguen una ley de variación triangular.

En el caso del conducto de la Fig. I-12, al formarse los meniscos aparecerán en toda su periferia fuerzas de tensión (F_T), causadas por las atracciones entre las moléculas del agua y las paredes. A estas fuerzas de tensión en el agua corresponderán, por reacción, las fuerzas de compresión (F_R) que se muestran; por efecto de estas fuerzas, el conducto capilar tenderá a cerrarse y a acortar su longitud. En toda la masa de agua entre los meniscos existen tensiones; por lo tanto, existirán sobre las paredes del conducto, como reacción, esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo. Como resultado del efecto anterior, una masa compresible, atravesada por tubos capilares sometidos a evaporación, se contraerá volumétricamente.

Con las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, siempre complementadas por la Ref. 13, es posible comprender el mecanismo de contracción de los suelos finos, así como las razones para el mismo.

Un suelo saturado exhibe primeramente una superficie brillante, debido a la presencia del agua que llena sus poros por completo. A medida que comienza la evaporación, en los extremos de los canalículos se irán formando meniscos cóncavos; al continuar el

proceso de evaporación, irá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y aumentando, por lo tanto, el esfuerzo de tensión en el agua (expresión I-27) y, correspondientemente, los esfuerzos capilares de compresión actuantes sobre la estructura sólida del suelo que, por este efecto, se comprime. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la tensión capilar sea incapaz de producir mayor deformación; en tal momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Macrofísicamente ese momento está señalado por el cambio de tono del suelo, de la apariencia húmeda a seca. Este momento corresponde al Límite de Contracción, pues aunque la evaporación continúe ya no disminuirá el volumen del suelo, por haber llegado el agua a su tensión máxima, a la que corresponde la máxima compresión capilar sobre la estructura del suelo. Nótese que en el límite de contracción el suelo sigue saturado si estaba saturado al comienzo del proceso de la evaporación, pues aunque dicha evaporación le ha hecho perder agua, esta pérdida está exactamente compensada por la pérdida de volumen de vacíos causada por la compresión capilar; un gramo de agua evaporada corresponde a un cm^3 de contracción volumétrica.

I-8 PERMEABILIDAD

Generalmente el agua fluye a través de los suelos por gravedad. El régimen del flujo se dice que es laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí, excepción hecha del efecto microscópico de mezcla molecular; cuando las líneas de flujo se entremezclan y dan lugar a turbulencias características se dice que el flujo es turbulento.

Para velocidades bajas, el flujo de agua a través de los suelos es laminar, pero al aumentar la velocidad más allá de un cierto límite, se hace turbulento. Si de un régimen turbulento se desea regresar al ré-

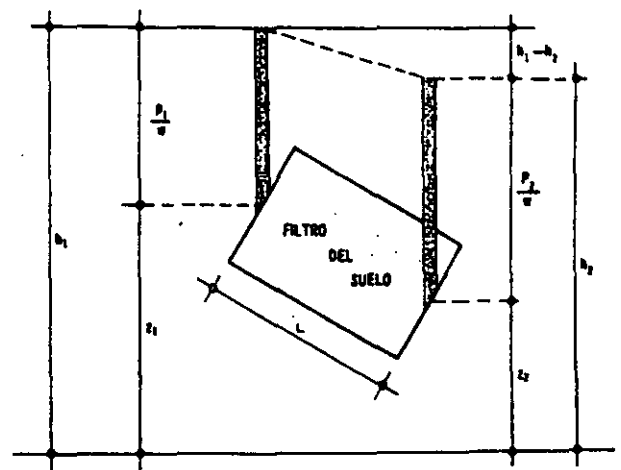


Figura I-13. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

gimen laminar por disminución de velocidad, se observa que la transición ocurre a una velocidad mayor que aquella en la que se pasó de régimen laminar a turbulento; esto sugiere la existencia de un intervalo de velocidad en el cual el flujo puede ser circunstancialmente laminar o turbulento. Reynolds (Ref. 14) encontró que existe una cierta velocidad en el agua (y, de hecho, en cada líquido) abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es la velocidad crítica. Similarmente existe una velocidad arriba de la cual el flujo siempre es turbulento; en el caso del agua esta segunda velocidad es del orden de 6.5 veces la velocidad crítica.

El fundamento de casi toda la teoría de flujo a través de los suelos radica en el trabajo experimental de Henri Darcy (Ref. 15), que se conoce hoy como ley de su nombre. Trabajando con un dispositivo de diseño personal, que se reproduce esencialmente en la Fig. I-13, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto a través de la conducción queda expresado por

$$Q = kiA \quad (1-28)$$

donde

- A : es el área total de la sección transversal del filtro colocado en la conducción;
- i : es el gradiente hidráulico, medido por la expresión;

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

- k : es una constante de proporcionalidad, a la que Darcy dio el nombre de coeficiente de permeabilidad.

Por otra parte, la ecuación de continuidad del gasto establece que

$$Q = Av \quad (1-29)$$

donde v es la velocidad del flujo.

Si la ecuación 1-29 se compara con la 1-28, resalta de inmediato que puede escribirse

$$v = ki \quad (1-30)$$

que es una manera común de escribir la ley de Darcy, aun cuando ella haya sido originalmente propuesta en la forma de la ecuación 1-28.

Analizando la ecuación 1-30 puede establecerse una excelente definición para el coeficiente de permeabilidad, k , según la cual éste resulta ser la velocidad con que fluye el agua a través del suelo cuando está sometida a un gradiente hidráulico unitario. Naturalmente que las unidades de k son también las correspondientes a una velocidad, lo que se ve de inmediato en la misma ecuación 1-30, teniendo en cuenta que i carece de dimensiones. Es obvio

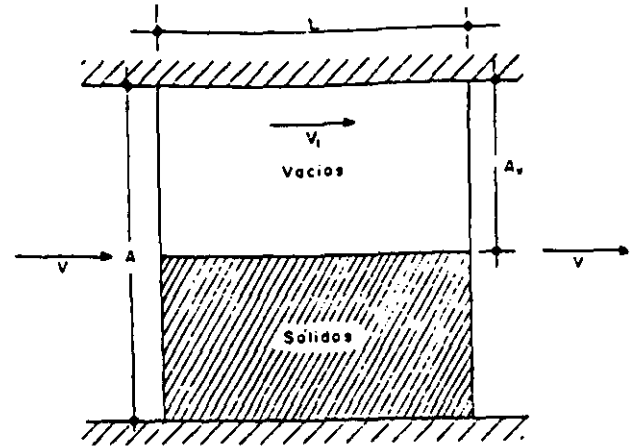


Figura I-14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

que en el valor numérico de k se reflejan propiedades físicas del suelo y del fluido circulante.

En realidad, la velocidad v que se ha venido considerando en las ecuaciones 1-29 y 1-30 no representa ninguna velocidad real con que el agua fluya a través del filtro que llena la conducción mostrada en la Fig. I-13. Esta velocidad, llamada de descarga, está referida al área A , total de la conducción, que no es de la que realmente dispone el agua para fluir. Es posible tener una idea aproximada de lo que pudiera ser la verdadera velocidad del agua a través del suelo si se acepta que el flujo sólo es posible a través de los vacíos. Tomando en cuenta el esquema de la Fig. I-14, se ve que si se define una velocidad llamada de filtración (v_1) que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto,

$$A_v v_1 = Av$$

de donde

$$v_1 = \frac{A}{A_v} v$$

Pero si se considera una dimensión unitaria normal al plano del papel y se recurre a la definición de la relación de vacíos e , puede ponerse

$$e = \frac{A_v}{A - A_v}$$

de donde

$$\frac{1}{e} = \frac{A}{A_v} - 1$$

y

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1+e}{e}$$

Con lo anterior, la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga resulta ser:

$$v_1 = \frac{1+e}{e} v \quad (1-31)$$

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es una velocidad "real", puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la Fig. 1-14, sino que el flujo ocurre a través de una serie de canaliculos irregulares y sinuosos entre las partículas del suelo. Tanto la velocidad de descarga como la velocidad de filtración son simplemente elementos de cálculo que permiten llegar a resultados correctos dentro de las consideraciones que han servido para las respectivas definiciones.

La ley de Darcy es, como se ha dicho, estrictamente experimental, por lo que su validez no puede ir más allá de las condiciones específicas que hayan presidido el conjunto de experiencias que le dieron nacimiento; desde este punto de vista, es un hecho afortunado que Darcy haya experimentado flujos de agua a través de filtros de suelo, utilizando una gran variedad de tipos de suelo y de gradientes hidráulicos, pues esto hace que sus resultados sean aplicables a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos. En la referencia 16 se presenta una justificación más adecuada que la simple intuición para la utilización de la ley de Darcy en Mecánica de Suelos y se discuten sus límites de validez con base en la relación conocida como el Número de Reynolds; en la referencia 2 se da otro análisis de los límites de validez de la ley de Darcy, con base en un criterio diferente. La conclusión en ambos casos es que la ley de Darcy resulta aplicable al flujo de agua a través de suelos que son más finos que las arenas medias o gruesas, para casi cualquier gradiente hidráulico imaginable en un problema práctico.

En la mencionada referencia 2 se discuten y detallan los diferentes métodos para medir el coeficiente de permeabilidad del suelo.

La permeabilidad de los suelos es uno de los valores que admiten mayores variaciones, según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como 10^6 ó 100 cm/seg en gravas limpias, hasta 10^{-4} ó 10^{-9} cm/seg en arcillas homogéneas montmoriloníticas o bentoníticas, situadas abajo de la zona de intemperismo. La permeabilidad típica de las arenas limpias puede ser del orden de 10^{-2} - 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, llegando a valores de 10^{-4} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ en arenas muy finas; los limos y depósitos de morrena glaciár pueden tener permeabilidades tan bajas como 10^{-6} - 10^{-8} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. En general las arcillas tienen permeabilidades menores que 10^{-8} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. Con permeabilidades menores que 10^{-8} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, un suelo debe considerarse inapropia-

do para usarse como dren, y con permeabilidad menor que 10^{-7} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ un suelo puede ser considerado prácticamente impermeable.

La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características de los mismos:

- La relación de vacíos.
- El tamaño de sus partículas.
- La composición mineralógica y físico-química del suelo.
- La estructura.
- El grado de saturación.
- La existencia de agujeros, fisuras, etc.

También depende en forma importante de la temperatura del agua.

En la referencia 2 se discute de un modo bastante completo la relación entre el coeficiente de permeabilidad de un suelo fino y su relación de vacíos, y se llega a la conclusión de que el primero es directamente proporcional al cuadrado de la segunda.

No se ha podido establecer una relación confiable entre el coeficiente de permeabilidad y la curva granulométrica de un suelo. Para arenas finas, Allen Hazen obtuvo ya en 1892 su famosa relación:

$$k = C D_{10}^2 \quad (1-32)$$

donde k está en $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ y D_{10} es el diámetro efectivo del suelo (el 10% en peso, del mismo, es de ese tamaño o menor), expresado en cm. A despecho de su popularidad, la expresión (1-32) debe verse simplemente como una burda manera de establecer sólo el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad en arenas de tamaño mediano a grueso (con ellas trabajó Hazen para obtener su relación), y nunca como algo que substituya a las pruebas de laboratorio cuando se requiera una precisión razonable. El valor de la constante C varió entre 41 y 146 en las pruebas de Hazen, y un valor de 120 suele mencionarse como un promedio aceptable para el manejo de la fórmula. En la referencia 2 se mencionan algunas otras expresiones más complicadas, pero de efectividad aún más dudosa, para relacionar el coeficiente de permeabilidad con el tamaño de las partículas del suelo.

La composición mineralógica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de las atmósferas de adsorción que se forman en torno a los cristales de mineral, adheridas muy fuertemente a éstos y que contribuyen a dificultar el flujo de agua.

La estructuración de los suelos también afecta su permeabilidad. En suelos muy finos, con minerales de forma laminar, el hecho de que exista una estructura floculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se tienen permeabilidades mucho mayores en la dirección paralela a las caras alineadas de

las partículas, produciéndose así una fuerte anisotropía en la distribución de permeabilidad dentro de la masa de suelo. Estos fenómenos se plantean muy frecuentemente en suelos compactados, en los que la estructura que se obtiene es floculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee.

Es evidente el efecto del grado de saturación y el de grietas y fisuras que pueda presentar el suelo y se estima que no es necesaria ulterior insistencia para imaginarlo cualitativamente; naturalmente que tales influencias son mucho más difíciles de definir en forma cuantitativa.

1.9 LO: CONCEPTOS DE ESFUERZO EFECTIVO Y ESFUERZO NEUTRAL

El suelo es un compuesto de tres fases, sólida, líquida y aire. No es posible imaginar tres sustancias de comportamiento mecánico más disímilares que un cristal mineral, con alta resistencia al esfuerzo cortante y muy rígido; el agua, relativamente incompresible a presiones ingenieriles, pero con resistencia al esfuerzo cortante insignificante, y el aire, altamente compresible. Sin embargo, al hablar de resistencia de los suelos a los esfuerzos o de esfuerzos en suelos, hay que tener presente que los tres materiales actúan en ligazón estrecha, de manera que la respuesta del conjunto a cualquier carga o la transmisión de los esfuerzos de esa carga al interior del conjunto es una acumulación del comportamiento de los tres componentes. Si se dedica un momento de atención a esta situación, el ingeniero estará preparado a aceptar que los fenómenos de transmisión de esfuerzos y resistencia de los suelos siguen mecanismos tan complicados y cambiantes como los que efectivamente le revelará la práctica profesional.

Un mismo suelo podrá presentar características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación completamente distintas según las circunstancias en que las cargas actúen e influyan de una u

otra manera en cada uno de los tres componentes. Se adivina de inmediato la gran influencia que el tiempo tendrá en la respuesta de los suelos, pues son muy conocidos los cambios de comportamiento del agua y del aire, según que las cargas aplicadas actúan muy lentamente o muy rápidamente, con todas las gamas intermedias. Si por efecto de cargas exteriores el agua adquiere presiones elevadas, aprovechando la permeabilidad del conjunto tenderá a fluir hacia zonas de la masa en que prevalezca una menor presión, y este hecho se reflejará en la compresibilidad y en el estado de esfuerzos de las zonas cargadas. En definitiva, puede decirse que la interacción constante de las tres fases del suelo y su muy diferente respuesta a los esfuerzos, producirá en cada proceso de carga una compleja situación en la que los esfuerzos se repartirán de un cierto modo entre las tres fases, siendo esta situación variable con el tiempo y, desde luego, distinta en cada proceso de carga y distinta también, aun dentro del mismo proceso, si se produce cualquier cambio en el balance entre las tres fases.

Considérese una carga P uniformemente distribuida sobre una placa de área A , la cual se apoya sobre un conjunto de partículas minerales, de forma irregular y con vacíos entre ellas (Fig. 1-15a).

Es evidente que la distribución uniforme de la carga, que resulta admisible en la placa de área A , ya no resulta lógica en las partículas de suelo. La forma irregular y variable de las partículas hace imposible definir exactamente cómo se reparte la carga entre ellas y cuál pueda ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos, pero es evidente que estos esfuerzos serán muy elevados en los puntos de contacto y mucho menores en puntos intermedios o aun en puntos interiores de las partículas. Como quiera que resulta imposible trabajar con los esfuerzos "verdaderos" que sufren los granos, en Mecánica de Suelos se ha acostumbrado definir un esfuerzo ficticio como el que representa al estado que se tenga bajo la placa; este esfuerzo ficticio resulta de relacionar la carga total actuante con el área total cubierta con la placa

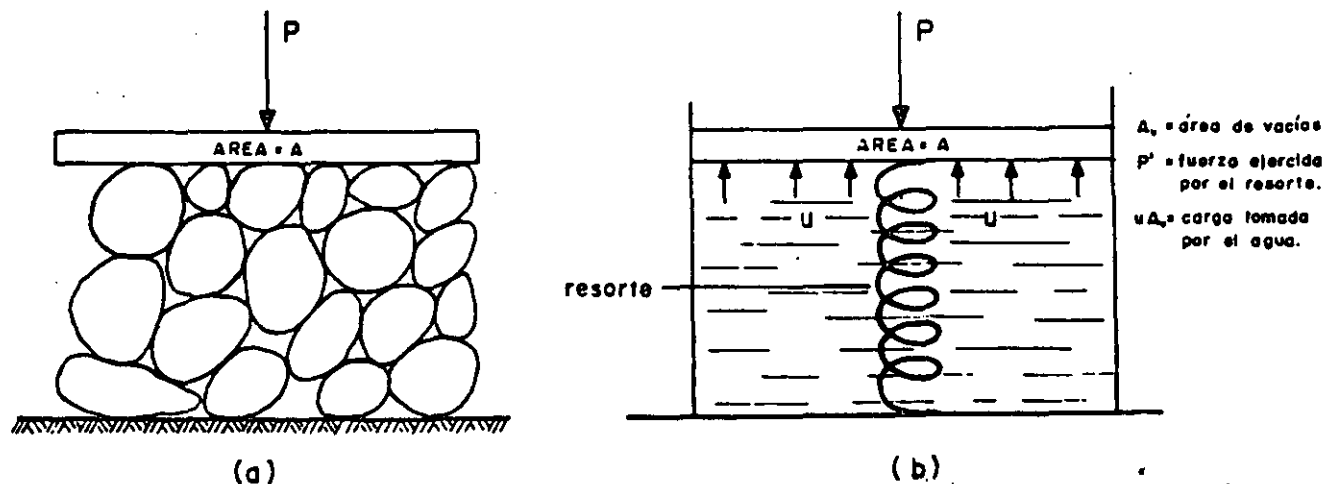


Figura 1-15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo.

$(\sigma = \frac{P}{A})$. Se le llama el esfuerzo total. Es, desde luego, menor que el esfuerzo medio en los sólidos bajo la placa y mucho menor que el "verdadero" esfuerzo actuante en los puntos de contacto entre las partículas.

Si la carga P se aplica a un suelo que tenga sus vacíos llenos de agua, la distribución de la carga en el conjunto será aún más compleja (Fig. I-15.b). Si u es la presión del agua dentro de los vacíos y A_v es el área de los vacíos medida en un plano paralelo a la base de la placa, entonces $u A_v$ representará la parte de la carga P que soporta el agua de los vacíos del suelo; el resto de la carga P la soportará la estructura sólida del suelo y se transmitirá a través de los granos de la misma. En la Fig. I-15.b se ha representado a la estructura sólida del suelo con un resorte. Evidentemente, debe tenerse:

$$P = P' + u A_v$$

donde P' representa a la parte de carga que toma la estructura sólida del suelo o el resorte de la Fig. I-15.b.

Si se dividen los dos miembros de la expresión anterior por A , área de la placa, se tendrá:

$$\frac{P}{A} = \frac{P'}{A} + u \frac{A_v}{A}$$

o, empleando la notación de esfuerzos

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \frac{A_v}{A} \quad (1-33)$$

La ecuación (1-33) juega un papel fundamental en la Mecánica de Suelos Moderna y se denomina la ecuación del esfuerzo efectivo. En ella figuran el esfuerzo total, σ , ya definido, y los esfuerzos $\bar{\sigma}$ y u , denominados esfuerzos efectivo y presión de poro, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión a que está sometida el agua en los vacíos del suelo; a causa de la incapacidad del agua para tomar esfuerzos cortantes, la presión u se denomina frecuentemente presión neutral.

En la fórmula (1-33) aparece también la relación

$$N = \frac{A_v}{A} \quad (1-34)$$

denominada relación del esfuerzo neutral. Como quiera que en los suelos el área de contacto entre los granos sobre un plano horizontal dado es muy pequeña en comparación con el área total cubierta por la placa de área A , se sigue que la relación N valdrá muy aproximadamente 1. Tomándola como tal (y esto se hace normalmente en la Mecánica de Suelos), la ecuación (1-33) puede escribirse sencillamente,

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (1-35)$$

La ecuación (1-35) fue propuesta primeramente por Terzaghi y más que a ninguna otra idea debe atribuirse el mérito de abrir el camino a la aparición de la Mecánica de Suelos Moderna y la posibilidad de estudiar la resistencia y la deformación de los suelos con base científica.

En el concreto o las rocas, en las que los granos de sólidos se interconectan por cristales, el valor de N es apreciablemente menor que 1, pudiendo llegar a valores del orden de 0.5 en mármoles, granitos y en el propio concreto.

Intuitivamente se ve que el concepto de esfuerzo efectivo, así definido, describe mejor el comportamiento de los suelos que los conceptos de esfuerzo total o de presión neutral. Se advierte que si el esfuerzo efectivo aumenta, las partículas sólidas del suelo se presionarán una contra otra, tratando de deslizarse relativamente o de encajarse, para llegar a estructuraciones más compactas; en cambio el mismo aumento con el esfuerzo total y en la presión de poro (con lo que el esfuerzo efectivo permanecerá igual, según la ecuación (1-35) no tendrá ningún efecto en el acomodo de las partículas.

I-10 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

Probablemente una de las características ingenieriles más representativas de un material, desde el punto de vista de definir su comportamiento en relación con las necesidades y los usos del ingeniero, es el conjunto de datos de un proceso incitación-respuesta que constituye lo que usualmente se llama la relación o relaciones esfuerzo-deformación.

En efecto, al tratar con un material de construcción, el ingeniero está fundamentalmente preocupado por dos aspectos básicos, en torno a los que puede decirse que giran todos los demás. Estos son, en primer lugar, la resistencia del material a los esfuerzos a los que se someta, problema que lleva aparejado el concepto de falla del material y que en forma breve se comentará más adelante. En segundo lugar preocupa la deformabilidad del material expresada en relación a los esfuerzos que se le apliquen, tanto en lo que se refiere a la intensidad o nivel de los esfuerzos, como a la manera en que se ejerzan, incluyendo su velocidad de aplicación. Esta última gama de comportamiento es lo que el ingeniero describe en forma primaria por medio de una relación esfuerzo-deformación. Si los suelos fueran homogéneos, isótropos y linealmente elásticos, sería posible describir su comportamiento esfuerzo-deformación haciendo uso del módulo de Young (E) y de la relación de Poisson, obtenidas de una prueba única y sencilla, tal como una simple prueba de extensión, en que se estirase una barra del material, midiendo las tensiones aplicadas y las deformaciones longitudinales y trans-

versales resultantes. Con las constantes elásticas sería posible, en el material ideal, calcular la relación entre los esfuerzos y las deformaciones para otros tipos de prueba que representasen otras condiciones reales distintas de la tensión simple.

Los suelos no son materiales en que se cumplan las hipótesis anteriores. Independientemente de que en un caso particular pueda resultar útil usar valores de módulo de la elasticidad o de la relación de Poisson, debe tenerse muy presente que estos valores no son constantes de un suelo, sino cantidades que, en el mejor de los casos, describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para un estado de esfuerzos dado y que cambiarán, quizá radicalmente, si cambia el estado de esfuerzos o si los esfuerzos se aplican de diferente manera. Por eso, cuando en relación con los suelos se mencionan las constantes elásticas anteriores, debe tenerse en cuenta que no representan nada en sí mismas, fuera de la condición particular para la que se ha medido o calculado.

El monto de deformación causado en el suelo por los esfuerzos depende de su composición, de su relación de vacíos, de la historia anterior de esfuerzos aplicados al suelo y de la manera como se le apliquen los nuevos esfuerzos. Para la gran mayoría de los problemas prácticos, el mejor método para conocer las características esfuerzo-deformación es medir directamente en una prueba de laboratorio o de campo las deformaciones que producen esfuerzos lo más similares posibles a los que actuarán en la masa de suelo afectada por el problema real que se estudie.

Existe en la realidad ingenieril una enorme variedad de maneras de aplicar esfuerzos y de producir, por consiguiente, deformaciones al suelo. Tan gran variedad de circunstancias no puede representarse por una sola prueba de laboratorio, so pena de perder representatividad y, evidentemente, no puede aspirarse a diseñar en cada caso la prueba más representativa a que sea dado llegar. Entre estas dos actitudes extremas, el ingeniero trata de llegar a una solución racional de su inquietud haciendo uso de varias pruebas de laboratorio, que representen diferentes condiciones entre las que queden comprendidas aquellas que son más familiares a la práctica ingenieril.

Las principales pruebas de laboratorio de que se hace uso para determinar características esfuerzo-deformación de los suelos, son las siguientes:

1. Prueba de compresión hidrostática o isotropa. Es útil para el estudio de deformaciones volumétricas únicamente; en ella se aplica a un espécimen de suelo un estado de esfuerzos hidrostáticos, es decir, esfuerzos de compresión iguales, actuando en todas direcciones. Esta prueba no es muy usual en la práctica ingenieril.

2. Prueba de compresión confinada o prueba de consolidación. Se ejecuta en un aparato denominado consolidómetro o edómetro (Ref. 17). Se aplican al suelo (un espécimen cilíndrico de poca altura en comparación al área) esfuerzos normales verticales, en tanto se impide toda deformación lateral confi-

rándolo en el interior de un anillo de bronce. De esta manera la deformación axial define exactamente la deformación volumétrica. En esta prueba la relación entre el esfuerzo normal lateral y el normal vertical es el valor de K_m , que con el nombre de coeficiente de esfuerzo o presión de tierra en reposo, juega un papel importante en la Mecánica de Suelos Aplicada. En las formas comunes de consolidómetro sólo se mide el esfuerzo normal vertical y la deformación axial (también vertical), pero en la referencia 18, por ejemplo, se describe un tipo de aparato que permite medir también los esfuerzos normales laterales.

La deformación vertical se mide por medio de extensómetros, en tanto que el esfuerzo normal vertical se conoce controlando las cargas que se aplican al aparato, las que se reparten homogéneamente sobre el área conocida del espécimen.

La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

3. Prueba triaxial. Es la más común y versátil de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. También es la prueba más útil de laboratorio para conocer su resistencia, por lo cual se detallará más adelante cuando se hable de esta característica fundamental de los suelos. Baste por el momento decir que en ella se mide la deformación axial de un espécimen cilíndrico de altura aproximadamente igual a 2 ó 3 veces el diámetro de su base, mientras se aplican a tal espécimen un esfuerzo normal vertical conocido y esfuerzos laterales (presión confinante) iguales en todas las direcciones horizontales. El espécimen es primeramente sometido a la presión de confinamiento, dada usualmente por agua a presión dentro de la cámara triaxial; después se incrementa el esfuerzo vertical hasta que el espécimen falla (esfuerzo desviador).

La prueba de compresión simple es una variante de la prueba triaxial, en la que la presión confinante inicial exterior es nula, por lo que no requiere hacerse en la cámara triaxial. Es análoga a la prueba de compresión hecha en cilindros de concreto.

En la prueba triaxial puede conocerse el esfuerzo aplicado utilizando un vástago de carga con pesos conocidos (prueba con esfuerzo controlado) o bien puede medirse el esfuerzo empleando una báscula hidráulica y presionando el vástago sobre el espécimen a una velocidad conocida (prueba de deformación controlada). La deformación axial se mide utilizando extensómetros.

Actualmente existen otras muchas variantes en lo que se refiere a la manera de hacer fallar el espécimen; la que más se usa, además de la someramente descrita, es aquella en la que el esfuerzo vertical normal se mantiene constante y se aumenta la presión de confinamiento hasta que el espécimen falla deformándose hacia arriba; a esta variante se le denomina prueba triaxial de extensión y se utiliza para simular los esfuerzos de empuje lateral en una masa de suelo.

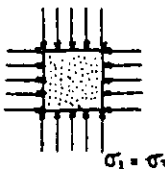

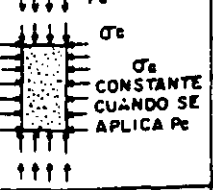
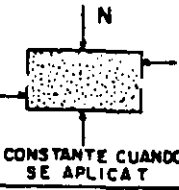
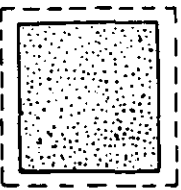
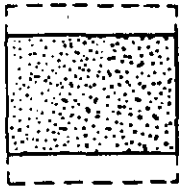
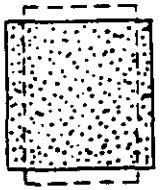

PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 P_e σ_e CONSTANTE CUANDO SE APLICA P_e	 N T N CONSTANTE CUANDO SE APLICA T
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA 	PRINCIPALMENTE VOLUMETRICA, PERO CON ALGO DE DISTORSION 	DISTORSION Y VOLUMETRICA 	PRINCIPALMENTE DISTORSION Y ALGO DE VOLUMETRICA 
USOS	PARA ESTUDIOS DE DEFORMACION VOLUMETRICA	PARA REPRODUCIR ALGUNAS CONDICIONES REALES DE CAMPO	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS ES LA PRUEBA MAS COMUN	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS

Figura I-16. Tipos comunes de pruebas esfuerzo-deformación. (Ref. 18.)

4. La prueba directa de esfuerzo cortante. En esta prueba, un espécimen de altura pequeña en comparación a su área transversal se coloca dentro de una caja con dos secciones, la inferior fija y la superior susceptible de ser movida horizontalmente. Se da al espécimen carga vertical sobre la cara superior del dispositivo, para producir un esfuerzo normal vertical conocido. La falla se produce aplicando una

fuerza rasante al marco superior móvil, de manera que se obliga la falla del espécimen en el plano que define la unión entre las partes fija y móvil del dispositivo.

En la Fig. I-16 se muestran esquemáticamente las diferentes condiciones de esfuerzos, deformaciones y utilización de las pruebas que se han mencionado. Esta figura está inspirada en la referencia 18.

En general, las curvas esfuerzo-deformación que se obtienen de las pruebas someramente descritas más arriba corresponden a alguno de los dos arquetipos esquemáticamente presentados en la Fig. I-17.

La curva llena de la parte a) de la figura es representativa de los materiales llamados de "falla frágil", cuyo comportamiento esfuerzo-deformación se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, hasta el cual se llegó en forma aproximadamente lineal, desciende rápidamente al aumentar la deformación. Los materiales con este tipo de falla resisten a los esfuerzos con pequeñas deformaciones, hasta llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima), a partir de cuyo límite su capacidad de resistencia desciende rápidamente, en tanto la deformación aumenta hasta la ruptura eventual; estos materiales son confiables en tanto no se alcanza su resistencia máxima, pero en tal punto sufren lo que para fines prácticos es un verdadero colapso.

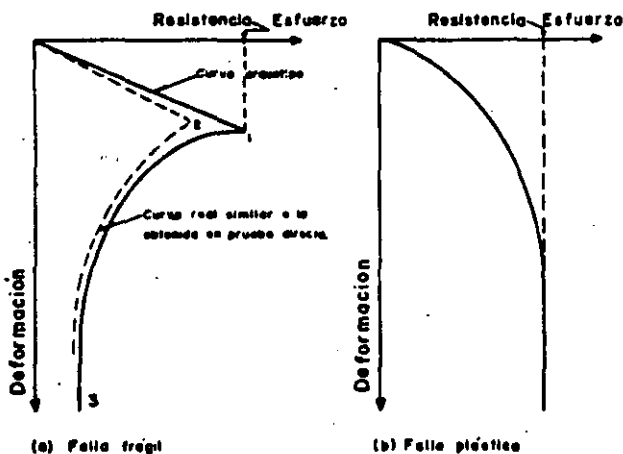


Figura I-17. Tipos de falla considerados en los suelos.

En la parte *b*) de la Fig. I-17 se muestra la curva esfuerzo-deformación típica de los materiales de "falla plástica", en los que al llegar a un esfuerzo límite se produce la fluencia plástica del material bajo esfuerzo constante e igual al límite; en estos materiales la falla no está bien definida, pero lo interesante desde el punto de vista práctico es que un material de "falla plástica" movilizará su resistencia a medida que aumente el esfuerzo que se le aplique, de manera que al llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima) el material ya no es capaz de movilizar mayor resistencia y, de hecho comienza a deformarse bajo esfuerzo constante (a no ser que haya alguna restricción exterior que impida tal deformación, como podría ser el hecho de que la masa de suelo que hubiese alcanzado la resistencia límite esté rodeada por otras masas de suelo con menores esfuerzos actuantes, que al estar sometidas a menores deformaciones impiden la deformación de la masa en fluencia) hasta la eventual ruptura, generalmente precedida por una zona de "endurecimiento", en la cual el material suele movilizar resistencias mayores que la de fluencia, al someterlo a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico, que un material de "falla plástica" continuará movilizando su resistencia máxima aunque se siga deformando bajo el esfuerzo límite, lo cual puede tener repercusiones muy importantes en el comportamiento estructural del material, que, por así decirlo, continuará resistiendo por completo tras lo que se podría considerar su falla; a diferencia de los materiales de "falla frágil", en los que sobreviene un verdadero colapso, acompañado de gran pérdida de resistencia, cuando sufre cualquier deformación adicional a la correspondiente al esfuerzo límite.

Es muy variable el intervalo de deformación que sea capaz de absorber un material de "falla plástica" en fluencia bajo esfuerzo límite antes de endurecerse y romperse. En las referencias 19 y 20 Lambe y Whitman presentan varias curvas esfuerzo-deformación reales, obtenidas en pruebas directas o triaxiales; en ellas puede observarse que existe una variedad amplia de formas, aun cuando en esencia todas ellas puedan identificarse con uno de los dos arquetipos mostrados en la Fig. I-17.

La relación esfuerzo-deformación de un material no es una característica constante, sino que varía con diversas circunstancias dentro del mismo material. En general, el comportamiento plástico corresponde a las arenas sueltas y a las arcillas blandas, con contenido de agua relativamente elevado, en tanto que el comportamiento frágil es propio de arenas compactas y arcillas duras. No existe un límite preciso de compactación a partir del cual todas las arenas pasen del comportamiento plástico al frágil, sino que hay diferencias en estos límites al analizar distintas arenas. Por ejemplo, Skempton y Bishop (Ref. 21) reportan el caso en que una arena con porosidad inicial de 37.5% exhibe un comportamiento frágil claro, el cual pasa a ser plástico, igualmente claro, cuando

la porosidad alcanza el valor de 45.6%. Por su parte, Lambe y Whitman (Ref. 19) presentan un caso en que una arena con relación de vacíos de 0.605 tenía comportamiento frágil, en tanto que con relación de vacíos de 0.834 su comportamiento era netamente plástico. Respecto a las arcillas pueden hacerse comentarios similares, si bien en este caso son más los factores que intervienen, según habrá ocasión de discutir más adelante.

I-11 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS GRANULARES

La compresibilidad de suelos granulares ha merecido relativamente menos atención que la que se ha otorgado a los suelos cohesivos, por lo menos hasta hace pocos años. De hecho, estaba en la mente de muchos ingenieros prácticos la idea de que los suelos granulares no presentaban problemas muy serios de deformación; éstas eran siempre muy pequeñas y ocurrían en forma casi instantánea, generalmente al aplicarse las primeras cargas durante el proceso de construcción.

Es posible que este panorama simplista sea aún hoy correcto si se aplican al suelo granular esfuerzos de nivel muy bajo. Un criterio como el anteriormente citado quizá pueda aún tenerlo el ingeniero que construya cimentaciones que transmitan al suelo granular cargas moderadas, sobre todo si, como es usual en estas técnicas, toma la decisión de mejorar la calidad del suelo cuando su compactación natural es baja.

Sin embargo, la ingeniería moderna ha impuesto otros usos a los suelos granulares. Como respaldos de las grandes presas que ahora se construyen o constituyendo los grandes terraplenes que las modernas carreteras exigen, es cada vez más frecuente y lo será aún más en el futuro, que los suelos granulares, formados a veces por partículas muy gruesas (pedraplenes y enrocamientos) trabajen sometidos a niveles de esfuerzos hasta ahora completamente inusuales. En efecto, los enrocamientos de más de 150 m en presas de tierra son ya bastante familiares, y en caminos y ferrocarriles es ya común construir pedraplenes de 50 a 60 m de altura. Tanto por razones de los materiales que se explotan normalmente en zonas de terreno quebrado, en las que lógicamente se dan estos grandes terraplenes, como por razones de natural preferencia por parte de los ingenieros, casi por lo general los terraplenes altos de las vías terrestres se construyen con suelos en que los fragmentos de roca, las gravas y las arenas forman la parte principal, la que define el comportamiento mecánico. El ingeniero de Vías Terrestres no es entonces ya ajeno a los problemas de comportamiento de materiales granulares bajo esfuerzos relativamente altos, en los que pueden presentarse problemas serios de compresibilidad. Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo granular son el resultado de las deformaciones propias de las partículas que lo com-

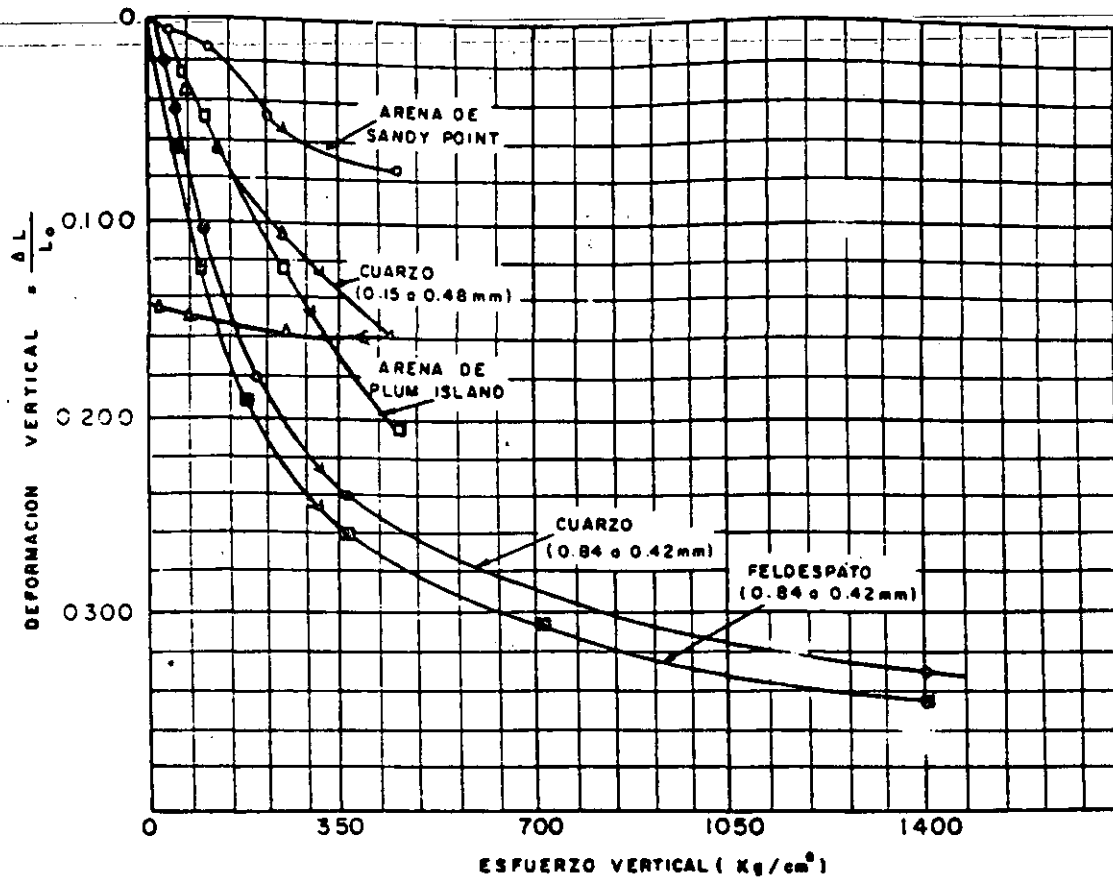


Figura I-18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo (Ref. 19).

ponen, más el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden ser muy grandes, especialmente en sus contactos y consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en rupturas y desmenuzamientos; el movimiento relativo entre las partículas ocurre por deslizamiento o rodamiento. Con frecuencia los movimientos relativos son posibles por las distorsiones previas que sufren las partículas, y la importancia relativa de estas dos fuentes de deformación, respecto a la deformación total, puede cambiar a medida que ésta tiene lugar.

A Compresibilidad en compresión isotrópica

Cuando una muestra de arena se somete a compresión isotrópica (ver párrafo I-10) pueden ocurrirle grandes deformaciones volumétricas como consecuencia de colapsos estructurales locales; éstos producen rodamientos y deslizamientos de las partículas y como resultado se ejercen fuerzas tangenciales de consideración en los puntos de contacto entre ellas. Sin embargo, estas fuerzas se neutralizan prácticamente en cualquier plano que corte a un conjunto de puntos de contacto, de manera que el esfuerzo cortante en cualquier plano puede ser cero y, a pesar de ello, están actuando fuerzas de contacto muy grandes en los contactos individuales.

B Compresibilidad en compresión confinada

La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo-deformación en compresión confinada (ver sección I-10) tienen gran importancia, puesto que esta condición representa una situación que probablemente es común en la práctica, por ejemplo cuando se somete al suelo a cargas verticales transmitidas por áreas grandes. Para este caso, Lambe y Whitman (Ref. 19) presentan datos sobre el comportamiento de arenas de cuarzo (y el cuarzo es con mucho el elemento más común en casi todas las arenas reales) uniformes, medias y gruesas, inicialmente compactas. Probadas en consolidómetro mostraron un punto de fluencia a partir de esfuerzos del orden de $140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, más allá del cual el comportamiento fue plástico, debido al fracturamiento de las partículas individuales, que permitió grandes movimientos relativos. A partir de estos niveles de esfuerzo la deformación compactó a la arena.

En la figura I-18 (Ref. 19) se muestran resultados de pruebas de consolidación en varias arenas típicas, empleando altos niveles de esfuerzos. Se nota la gran compresibilidad que pueden exhibir los suelos granulares en estas condiciones, como consecuencia del deslizamiento de las partículas y del fracturamiento, que aunque puede comenzar a esfuerzo

En la figura I-18 (Ref. 19) se muestran resultados de pruebas de consolidación en varias arenas típicas, empleando altos niveles de esfuerzos. Se nota la gran compresibilidad que pueden exhibir los suelos granulares en estas condiciones, como consecuencia del deslizamiento de las partículas y del fracturamiento, que aunque puede comenzar a esfuerzo

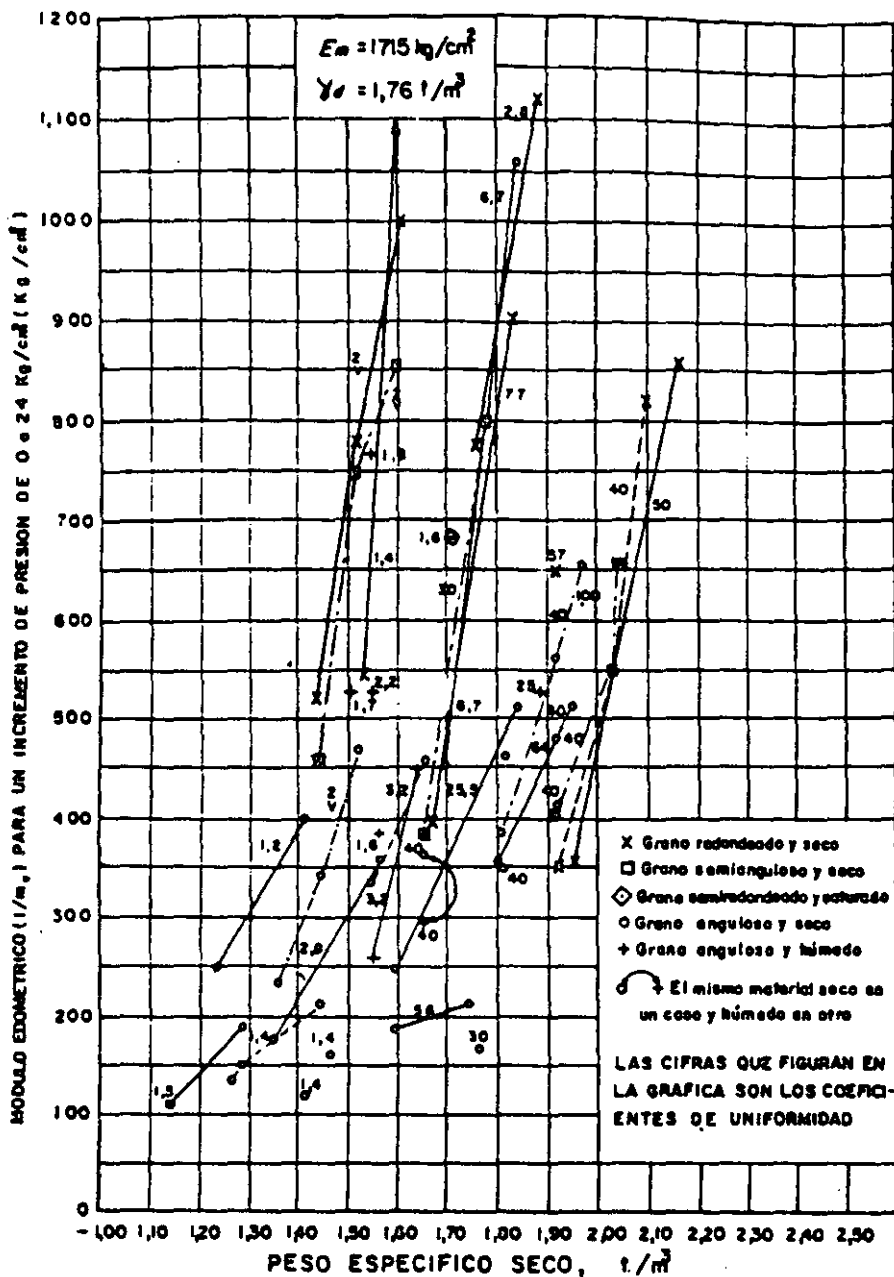


Figura I-19. Relación entre el módulo edométrico y el peso específico seco según diversos ensayos de laboratorio en materiales granulares (según Ref. 22).

bajo, aumenta grandemente en altos niveles. Los esfuerzos críticos para los que se produce el comportamiento plástico de las arenas y, por consecuencia, sus grandes deformaciones, serán menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas, y éstas sean más angulosas, cuanto más suelto y uniforme sea el suelo y cuanto menor sea la resistencia de las partículas individuales.

Desde luego es cierto que los niveles de esfuerzo a que se refieren las investigaciones citadas por Lambe y Whitman (por mencionar un solo ejemplo de toda la evidencia experimental que ya va habiendo) son inusualmente altos en relación a la práctica ingenieril. Estos datos se mencionan, más que nada, como norma de criterio.

Como ya se ha dicho, la deformación de suelos friccionantes en compresión confinada va acompañada

de la producción de finos a causa de la ruptura de las partículas; ésta es grande cuando la granulometría es uniforme y mucho más pequeña si la curva granulométrica es tendida. La producción de finos también crece con la angulosidad de las partículas y con la presión efectiva, e igualmente es mayor cuanto más suelto es el material.

La Fig. I-19 (Ref. 22) presenta una relación entre las características de compresibilidad de varios materiales granulares, representadas por lo que los autores definen como módulo edométrico ($E_m = \frac{1}{m_v}$, donde m_v es el módulo de variación volumétrica, tal como se define en la referencia 17, en la forma acostumbrada en la literatura estadounidense), correlacionándolo con el peso específico seco correspondiente a diversos grados de compactación.

Los puntos unidos en la figura corresponden al mismo material con distintos grados de compactación; puede observarse de inmediato cómo aumenta el módulo edométrico al compactar el material. También se ve como un mismo material es más compresible cuando está húmedo que en estado seco. Los materiales de grano anguloso resultan ser más compresibles que los de grano redondeado, lo cual resulta lógico a la luz de ideas expuestas más arriba. En general los suelos con coeficiente de uniformidad bajo se sitúan a la izquierda de la figura, en tanto que los que lo tienen alto lo hacen a la derecha. Cuanto más redondeadas son las partículas y mayor es la variedad de tamaños, mayor es el peso específico que se alcanza con una misma energía de compactación.

C Compresibilidad en compresión triaxial

Las características de compresibilidad de materiales granulares han sido estudiadas con un poco más de minuciosidad y en mayor variedad de casos y materiales en aparatos triaxiales, ya mencionados en el párrafo I-10, pero los que se tratarán con mayor detalle en párrafos siguientes de este capítulo.

En la referencia 19, Lambe y Whitman hacen un estudio general del comportamiento de las arenas en pruebas triaxiales. En el desarrollo de la prueba distinguen dos etapas de comportamiento en cuanto a deformación. La primera etapa corresponde al principio del proceso de carga y en ella se producen deformaciones muy pequeñas, acompañadas generalmente de una disminución en el volumen del espécimen, causado por una tendencia de las partículas a adoptar formas estructurales más compactas. Después viene la etapa de falla, en la cual puede presentarse el máximo de resistencia, si la arena exhibe una falla frágil. Ahora las deformaciones verticales sólo se pueden producir si se desarrollan en la masa movimientos laterales de las partículas que las permitan, y la consecuencia definitiva parece ser un aumento en el volumen del espécimen. Este es el efecto de dilatación, que fue primeramente observado e investigado por O. Reynolds, en 1885. Como se dijo, en esta segunda etapa queda incluido el punto de resistencia máximo, a partir del cual la arena exhibe una disminución de resistencia, al continuar el proceso de deformación. Esta disminución, más notable cuanto más compacto sea el estado inicial de la arena (materiales de falla frágil marcada), puede explicarse como una consecuencia del acomodo individual de las partículas. Si se imagina una masa de partículas individuales de arena sobre una superficie horizontal, los planos de contacto entre los granos no serán horizontales sino inclinados, de manera que para producir la falla por cortante no sólo será necesario vencer la fricción grano contra grano, sino que, además, será preciso obligar a las partículas a moverse unas sobre otras, rodando y deslizándose sobre ellas.

La fricción produce la componente normal de resistencia que tradicionalmente se ha incluido en el ángulo de fricción interna, del que se hablará más adelante; pero el movimiento relativo entre las partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia y de deformación, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, será grande el monto de resistencia y de deformabilidad que representa la necesidad de mover los granos, pero a medida que éstos se mueven y van adquiriendo una posición relativa más favorable al deslizamiento (los planos a través de sus puntos de contacto irán siendo más horizontales en el ejemplo que se mencionó al principio de este análisis), irá siendo menor la componente de resistencia debida al movimiento relativo, de manera que adelante de la resistencia máxima el material irá mostrando menor resistencia de conjunto, según la deformación crece; naturalmente esta disminución de resistencia tiene un límite inferior, representado por aquel arreglo de los granos que permita el deslizamiento relativo de éstos sin movimiento de reacomodo estructural. Si el estado inicial de los granos es suelto, el material tendrá una curva esfuerzo-deformación correspondiente a falla plástica y será prácticamente insignificante la componente de resistencia por acomodo.

Si los conceptos anteriores son correctos, la relación de vacíos inicial de la arena tendrá una influencia decisiva en su comportamiento esfuerzo-deformación, lo cual parece ser lo que efectivamente sucede, si se toma en cuenta que la falla frágil o plástica de una arena depende sobre todo de su compacidad inicial.

Una de las investigaciones más significativas sobre compresibilidad y resistencia de materiales granulares, es la desarrollada por Marsal y sus colaboradores para el proyecto de grandes presas; esta investigación, patrocinada por la Comisión Federal de Electricidad de México y realizada, en parte, en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., se encuentra básicamente contenida en las referencias 23, 24, 25, 26 y 27.

Marsal y sus colaboradores disponen de varias piezas de equipo de laboratorio que por su tamaño y características permiten realizar investigaciones muy representativas para definir el comportamiento de suelos de partículas gruesas en altos niveles de esfuerzo. Este equipo incluye una cámara triaxial de alta presión (hasta 25 kg/cm²), capaz de probar especímenes de 113 cm. de diámetro y 250 cm de altura (con tamaño máximo de partícula de 20 cm); un equipo de compactación a gran escala, y otro que puede probar especímenes con tamaño máximo de 15 cm en condiciones de deformación plana y hasta con 22 kg/cm² de presión de confinamiento. Algunas de las conclusiones de los estudios sobre resistencia se mencionarán más adelante y en este párrafo sólo se presentan algunas conclusiones relativas a compresibilidad.

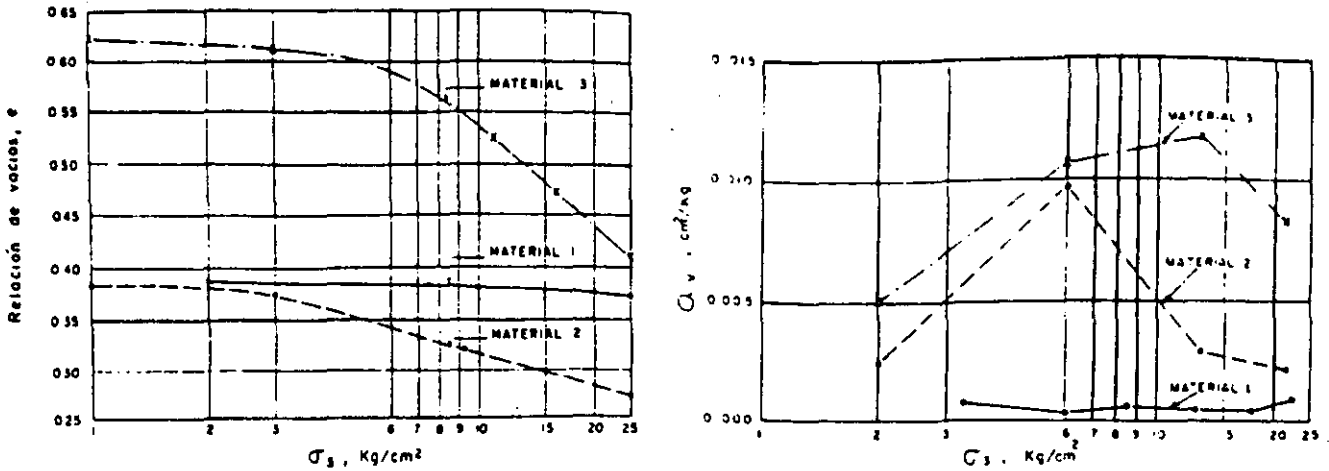


Figura 1-20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

En la Fig. 1-20 aparecen los resultados obtenidos al medir la compresibilidad de tres materiales nombrados 1, 2 y 3 (Ref. 24).

El material 1 está formado por fragmentos de basalto, producto de trituración. Los fragmentos eran sanos, con una resistencia a la compresión sin confinar superior a $1,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y el peso volumétrico seco del espécimen fue de $2.14 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$. El material 2 fue un gneiss granítico, producto de explotación con explosivos; las partículas presentaban capas delgadas de esquisto; su resistencia a la compresión sin confinar fue de $740 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y tenía un peso volumétrico seco de

1.98 T/m^3 . El material 3 fue otro gneiss granítico con granulometría más uniforme que el 2 y con un peso volumétrico de 1.62 ton/m^3 ; no se reporta su resistencia a la compresión sin confinar.

Puede verse en la Fig. 1-20 que las curvas relación de vacíos-presión de cámara presentan las características de las de los suelos preconsolidados (ver sección 1-12). En la misma figura se aprecian los valores del coeficiente de compresibilidad α_v , para los tres materiales (ver a misma sección 1-12, adelante); es de notar que los valores del coeficiente de compresibilidad son suficientemente importantes como para justificar asentamientos grandes en terraplenes altos, dentro de la práctica actual de las vías terrestres.

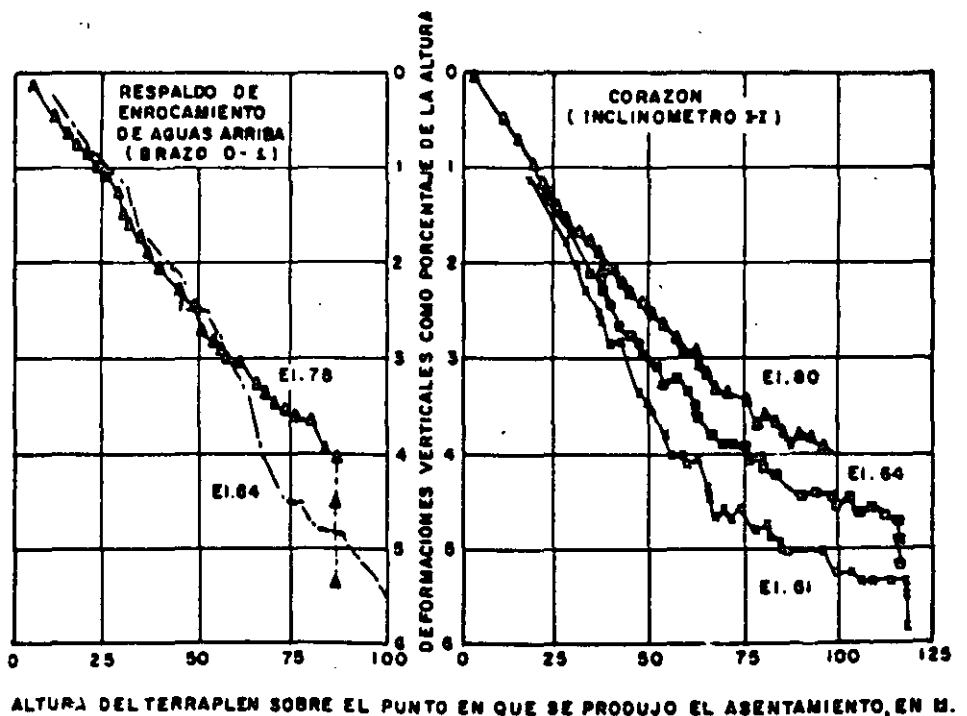


Figura 1-21. Asentamiento en la presa de El Infiernillo (Ref. 26).

ALTURA DEL TERRAPLEN SOBRE EL PUNTO EN QUE SE PRODUJO EL ASENTAMIENTO, EN M.

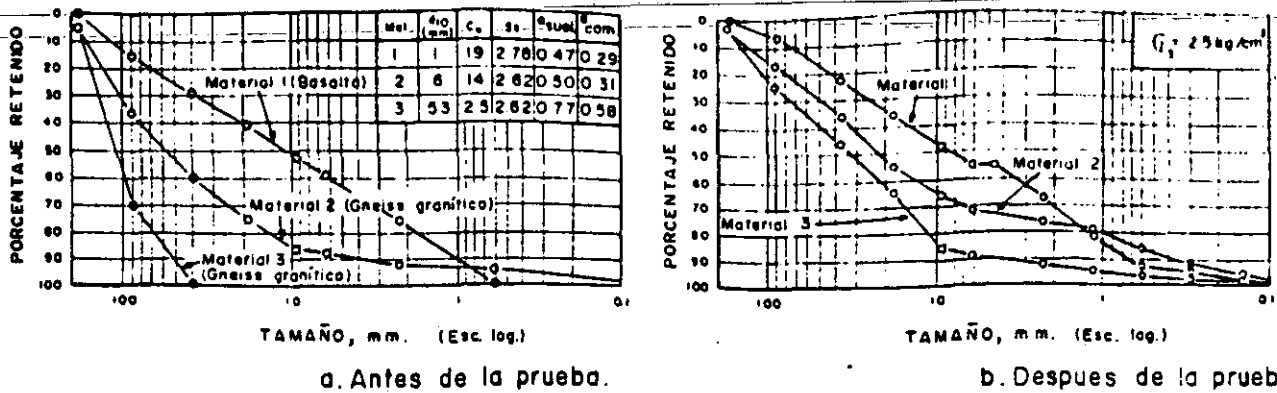


Figura 1-22. Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento.

Resultados como los anteriores están contra la actitud tradicional, aún más común en la tecnología de las vías terrestres de lo que fuera de desearse, de que los pedraplenes tienen un comportamiento "noble", independientemente de sus dimensiones y de como se construyan. De hecho, Marsal y sus colaboradores (Ref. 26) han encontrado para el caso de la Presa del Infiernillo de 148 m de altura (Fig. 1-21) que los respaldos de enrocamiento han sufrido asentamientos del mismo orden que los del corazón impermeable arcilloso, construido con materiales de los que tradicionalmente se consideran compresibles.

Un problema fundamental y estrechamente relacionado con la compresibilidad de los suelos granulares de grano grueso bajo cargas importantes y que ha sido puesto de manifiesto por la investigación moderna, es el que se refiere a la ruptura de las partículas y su contribución a la deformación total (Refs. 24 y 25). El fenómeno produce cambios en la com-

posición granulométrica y en las propiedades mecánicas del material, muy especialmente en la compresibilidad. La Fig. 1-22 muestra las curvas de composición granulométrica de los tres materiales de enrocamiento estudiados por Marsal y sus colaboradores, a los cuales ya se ha hecho referencia un poco más arriba (Ref. 24), antes y después de ser probados en la cámara triaxial gigante, llegando a presiones de confinamiento de 25 kg/cm².

Es de notar muy especialmente la degradación sufrida por el material N° 3 (de granulometría muy uniforme), aunque el fenómeno es claramente perceptible en los tres materiales. Parece claro que a mayor uniformidad de la granulometría original se tiene mayor rotura de granos.

Marsal propone como medida de la rotura de granos un número, representado por *B*, que se obtiene como sigue. Una vez que se dispone de la curva granulométrica del material antes y después de la prueba triaxial, es posible comparar los porcentajes retenidos en ambos casos y obtener sus diferencias; se consideran positivas las diferencias en que el porcentaje de la granulometría original es mayor y negativas en caso contrario. Pues bien, la suma de las diferencias positivas es precisamente el valor de *B* buscado. Es evidente que la diferencia en cada porcentaje retenido representa la fragmentación que ha tenido lugar en esa fracción del suelo. En la Fig. 1-23 (Ref. 24) se relaciona el coeficiente *B* de rotura de granos con el valor de la presión de confinamiento utilizada en la cámara triaxial, en diferentes pruebas.

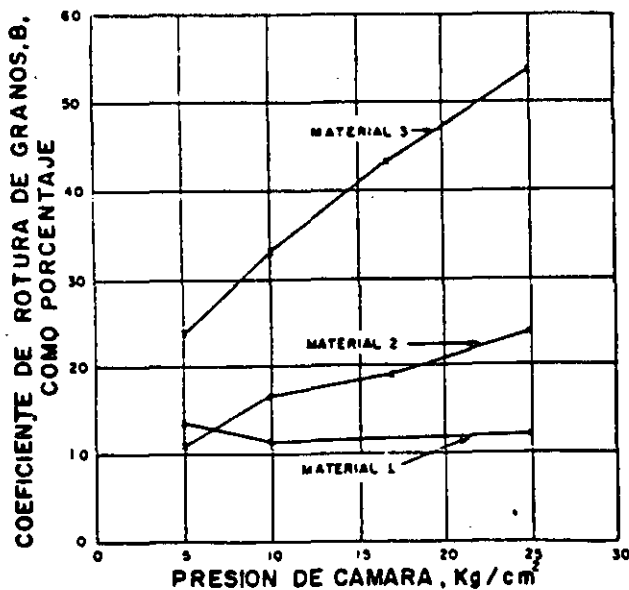


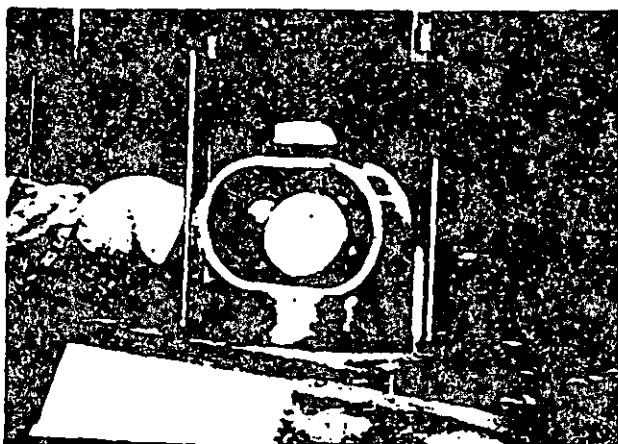
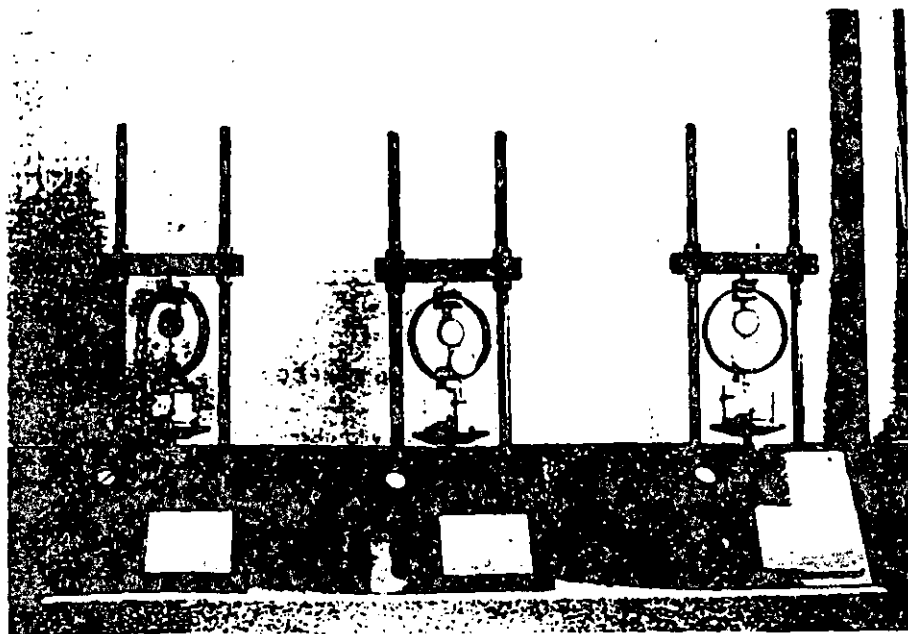
Figura 1-23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

1-12 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS COHESIVOS

A Consolidación

La deformación de los suelos cohesivos, aun bajo cargas relativamente pequeñas, ha sido tradicionalmente reconocida por los técnicos como un problema de fundamental interés, por ser causa de graves deficiencias de comportamiento, sobre todo en cimentaciones de estructuras sobre arcillas blandas o limos

Consolidómetros neumáticos tipo Geotec



Detalle del consolidómetro

plásticos. De hecho, los más tempranos triunfos de la Mecánica de Suelos y mucho de su fama inicial se deben al éxito que tuvo en aquellos momentos en el desarrollo de teorías y técnicas para la predicción y control de asentamientos.

El proceso de deformación de las arcillas bajo carga llama la atención no sólo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también porque éstos tienen lugar casi completamente en un largo lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que una estructura sufra grandes deformaciones años después de su erección.

Los procesos de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocados por la actuación de sollicitaciones sobre su masa y que ocurren en el transcurso de un tiempo generalmente largo, se denominarán procesos de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la po-

sición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en la dirección vertical; esta es la consolidación unidimensional. Sucede en la realidad, por ejemplo, en estratos de gran extensión en comparación con su espesor, comprimidos bajo cargas que ocupan áreas importantes. También sucede cuando un estrato grueso de arcilla contiene tal cantidad de capas delgadas de arena que la deformación lateral queda restringida a límites despreciables.

En estos casos y en otros similares, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproxi-

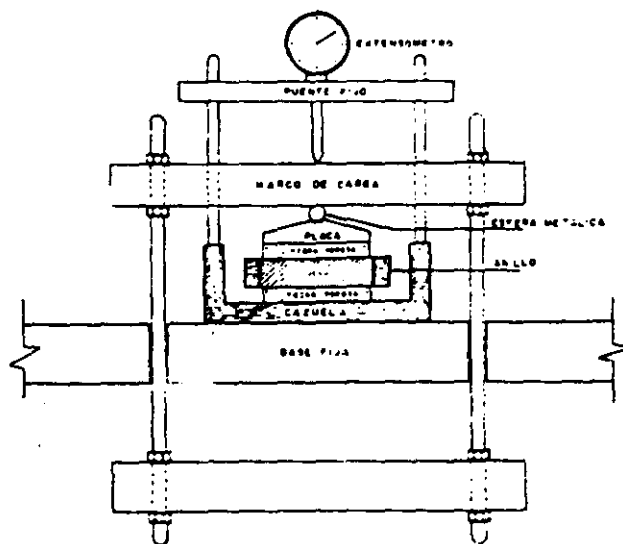
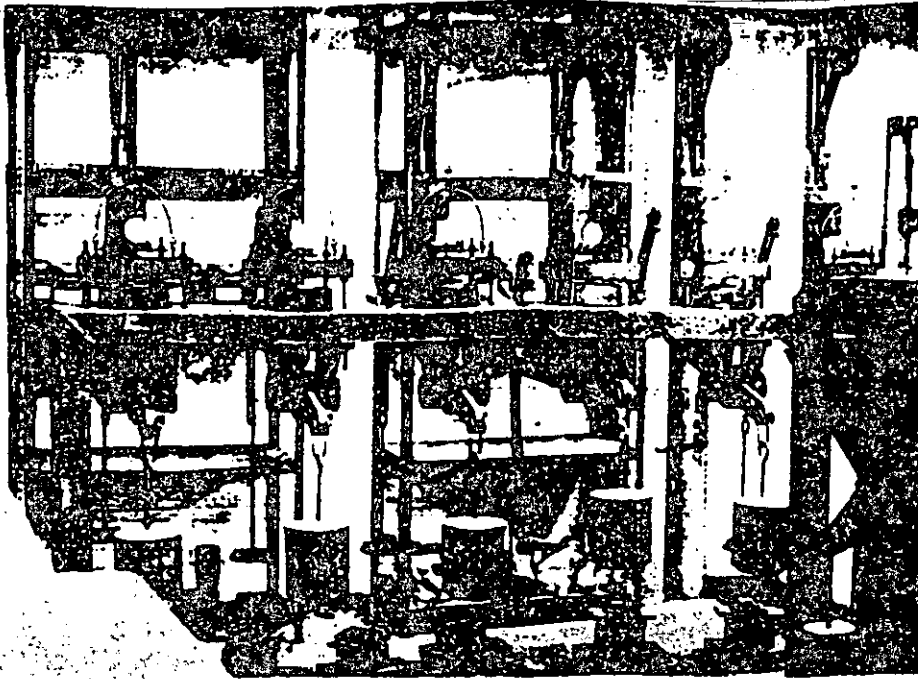


Figura 1-24. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante.



Banco de consolidómetros

mación razonable, realizando la prueba de compresión confinada o de consolidación unidimensional (párrafo 1-10) sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos, en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza. Si éste es el caso o no, no se sabe en la actualidad. Es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyan en el hecho observado de que los asentamientos predichos sean mayores que los reales.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada con forma de cilindro de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se pone entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro (Fig. 1-24). El consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo "de anillo flotante", hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga mostrado en la

Fig. 1-24 se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un espacio de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica, y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene

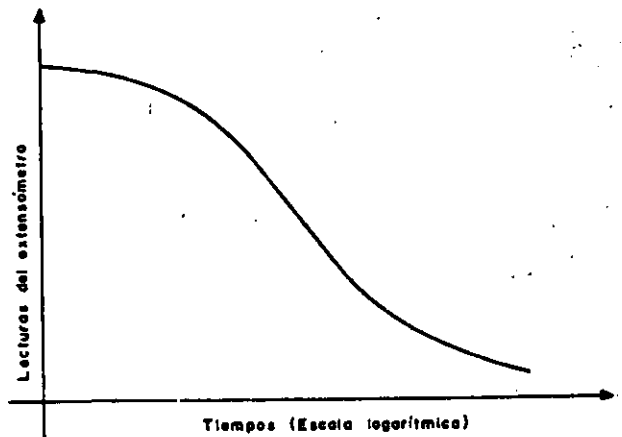


Figura 1-25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

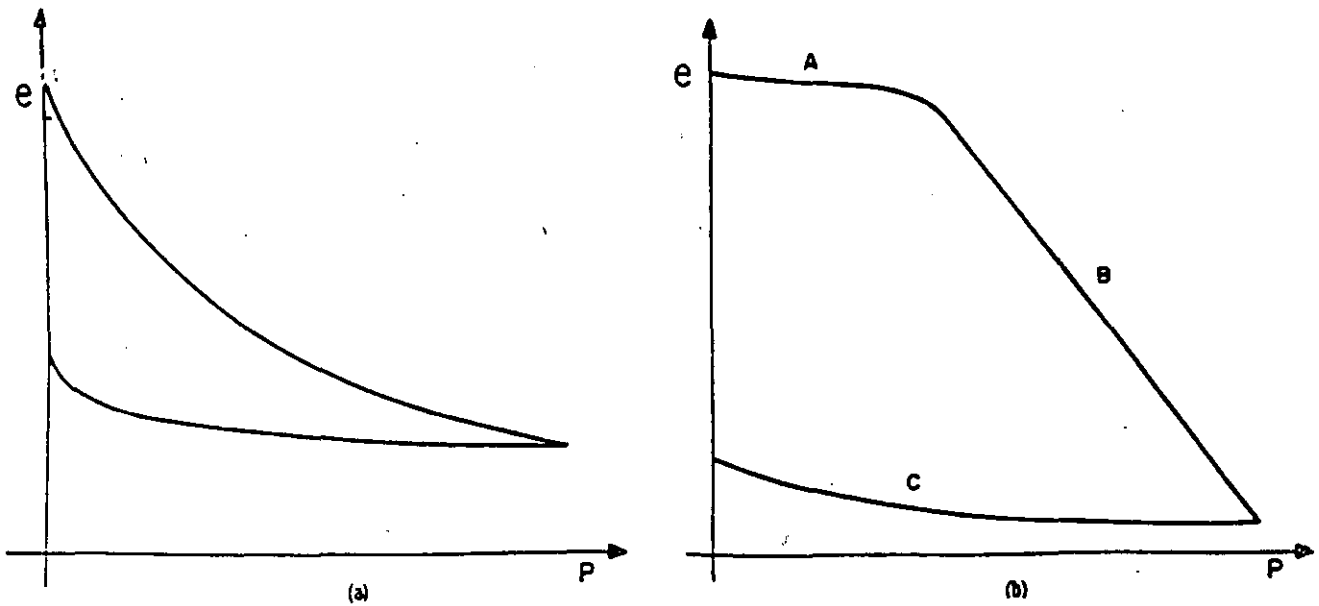


Figura I-26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Representación aritmética. b) Representación semi-logarítmica.

una para cada incremento de carga aplicado. En la figura I-25 se muestra la forma típica (fuera de escala) de una de estas curvas.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial, y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la figura I-26 se muestran, fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A (Fig. I-26.b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El B es por lo general un tramo muy aproximadamente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se le sujeta a cargas decrecientes, permaneciendo cada decrecimiento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamen-

te a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo C de la figura I-26.b corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele

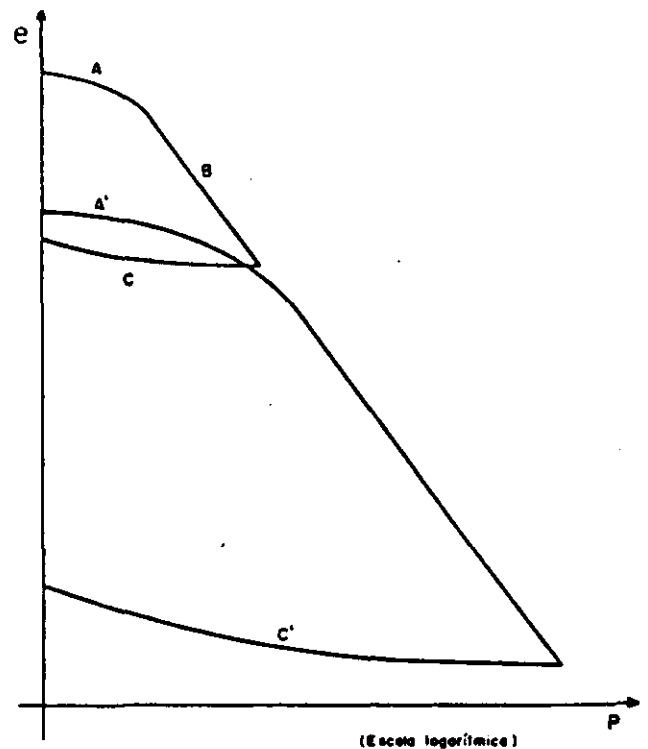


Figura I-27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

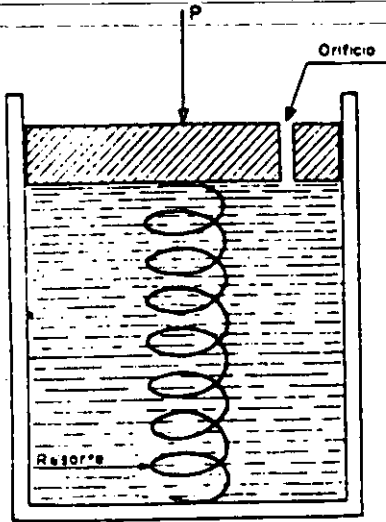


Figura 1-28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos.

llamarse "tramo de recompresión"; el B, "tramo virgen", y el C "tramo de descarga". La razón de estos nombres se comprenderá con lo que sigue.

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se somete a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una prueba de consoli-

dación unidimensional y de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente, la muestra vuelve a descargarse hasta retornar a la condición $p = 0$.

Haciendo caso omiso de algunos factores secundarios, la forma de las gráficas obtenidas en el laboratorio es la que aparece en la Fig. 1-27.

En la gráfica $A' B' C'$, correspondiente al segundo ciclo, son de notar los siguientes hechos. El tramo A' , de recompresión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado al suelo en el ciclo anterior; mientras que el nuevo tramo virgen, B' , rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga, C' resulta similar al tramo C, primeramente obtenido.

De la posición relativa de los tramos A' , B' y C' , del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A , B y C , del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el A' , cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior; mientras que un tramo virgen, tal como el B' , resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Cuando se someta una muestra de suelo natural

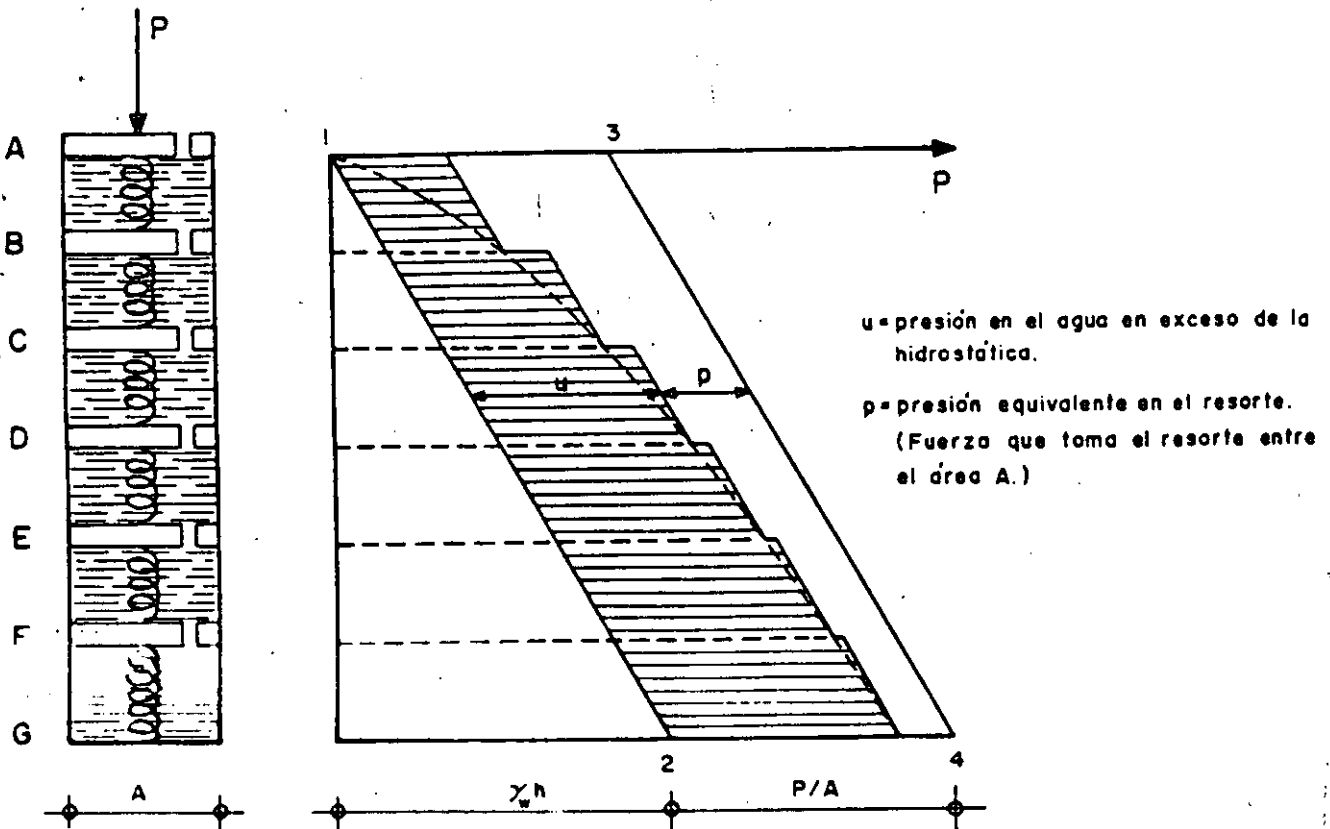


Figura 1-29. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una gráfica del tipo que aparece en la Fig. I-26.b, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que las correspondientes al tramo B, son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudiará en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considérese un cilindro de área de sección recta A , provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él, tal como aparece en la Fig. I-28.

Al pistón lo soporta un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga P , manteniendo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse nada y, así, toda la carga P estará soportada por el fluido.

Pero si se permite que el fluido salga por el orificio, abriendo éste, también es evidente que habrá una transferencia gradual de carga del fluido al resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una diferencia de presión igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte, que tomará carga de acuerdo con la ley de Hooke. La velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficientemente grande, se logrará que la totalidad de la carga P quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de P .

Si en lugar de un cilindro con su resorte se considera ahora una serie de cilindros comunicados

como se muestra en la Fig. I-29, la distribución inicial de presiones en el agua será lineal (línea 1-2 de la Fig. I-29). No habrá en el fluido ninguna tendencia a moverse, si se desprecia el peso propio de los pistones y resortes o si se considera que el dispositivo llegó al equilibrio en el comienzo del experimento. Si se aplica bruscamente una carga P al primer pistón, en el primer momento el fluido deberá soportarla totalmente, generándose en él una presión en exceso de la hidrostática, que se transmite con igual valor a cualquier profundidad. El nuevo diagrama de presiones en el fluido será ahora la línea 3-4 de la Fig. I-29. No existe aún ningún gradiente hidráulico que tienda a producir un movimiento del fluido, si se exceptúa el orificio superior, que está en las condiciones antes analizadas para el caso de una sola cámara. La diferencia de presiones en dicho orificio (P/A) crea un gradiente hidráulico que produce un flujo del fluido, hacia afuera de la primera cámara; tan pronto como se inicia ese flujo, la presión en el fluido de la primera cámara disminuye, transfiriéndose simultáneamente una parte de la carga al resorte. La reducción de la presión del fluido en la primera cámara causa, por diferencia con la segunda, un desnivel de presiones en el segundo orificio, por lo cual el fluido tenderá a pasar de la segunda a la primera cámara. Como consecuencia, disminuye también la presión del fluido en la segunda cámara, transmitiéndose así la tendencia al flujo a las cámaras inferiores. El fin del proceso será, obviamente, el momento en que la presión en el fluido vuelva a la condición hidrostática, estando la carga P totalmente soportada por los resortes.

En cualquier instante (t) después de la aplicación de la carga (P), la distribución de presiones del fluido y los resortes, u y p respectivamente, es la que se indica con la línea quebrada que aparece en la ya citada Fig. I-29. Nótese que en cada cámara la presión en el fluido sigue una ley lineal y que las discontinuidades en la presión, representadas por

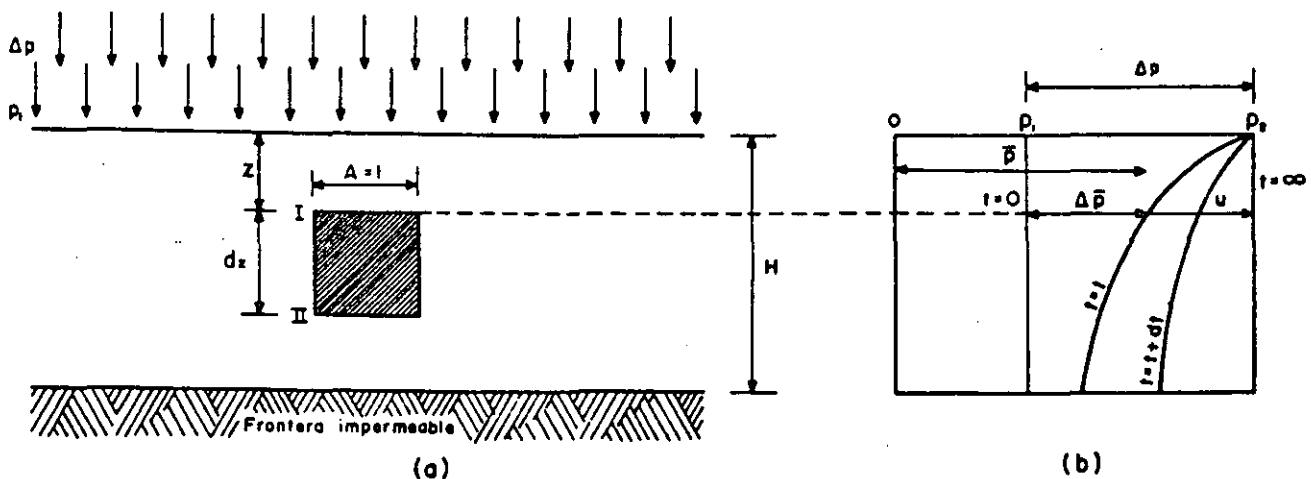


Figura I-30. Estrato de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

los tramos horizontales, se producen solamente en los orificios. Conforme el tiempo pasa, la línea quebrada se desplaza continuamente hacia la izquierda.

Si el volumen de las cámaras se considera muy pequeño y el número de ellas muy grande, el modelo se acercará a la condición que prevalece en los suelos. La línea quebrada que representa la distribución de presión en un número pequeño de cámaras tenderá a convertirse en una curva continua a medida que el número de cámaras aumente. (Curva de trazo discontinuo en la Fig. I-29.)

En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por los resortes del modelo, el agua intersticial libre por el fluido incomprensible de las cámaras y los canaliculos capilares por los orificios de los émbolos.

Considérese ahora un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor, H , tal que pueda considerarse despreciable la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo, en comparación a las presiones producidas por las cargas aplicadas. (Fig. I-30.)

Se supondrá que el agua sólo puede drenarse por la frontera superior del estrato, al cual se considera confinado inferiormente por una frontera impermeable. El estrato ha estado sometido a una presión p_1 durante el tiempo suficiente para consolidarse totalmente bajo esa presión. Considérese que en las condiciones anteriores se aplica al estrato un incremento de presión Δp . La presión total sobre el estrato será $p_2 = p_1 + \Delta p$. Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, éste se soporta íntegramente por el agua intersticial, que adquirirá por lo tanto una presión en exceso de la hidrostática (a lo largo de todo el espesor H), igual a Δp , como se muestra en la Fig. I-30. b.

Al cabo de un tiempo t habrá escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y, consecuentemente, parte del exceso de presión hidrostática se habrá transferido a la estructura sólida del suelo ($\Delta \bar{p}$). La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ($\bar{p} = p_1 + \Delta \bar{p}$ y u , respectivamente) queda representada por la curva $t = t$ en la misma I-30.b.

Es evidente que

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \quad (1-36)$$

y la ecuación anterior es válida en cualquier instante, t y a cualquier profundidad, z . En un instante posterior, $t + dt$, la nueva distribución de presiones aparece también en la Fig. I-30.b. En esta figura se puede ver que tanto la presión $\Delta \bar{p}$, en la estructura del suelo, como la u , en el agua intersticial, son funciones de la profundidad, z , y el tiempo t . Puede escribirse

$$u = f(z, t) \quad (1-37)$$

Por lo tanto,

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t) \quad (1-38)$$

Esta ecuación expresa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical.

La ecuación (1-37) tiene solución matemática bajo la forma de la ecuación diferencial (Ref. 17):

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1-39)$$

que se ha llamado ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua sólo vertical, pues se planteó y dedujo bajo tales hipótesis.

En ella:

k , es el coeficiente de permeabilidad del suelo.

e , es la relación de vacíos del suelo (antes de iniciarse el proceso de consolidación).

a_v , es el coeficiente de comprensibilidad del suelo.

$$a_v = \frac{de}{dp} = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (1-40)$$

Este coeficiente expresa el cambio de la relación de vacíos para un incremento dado de la presión efectiva; es la pendiente de la curva de comprensibilidad (Fig. I-26). A partir del coeficiente a_v , se define:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (1-41)$$

llamado coeficiente de variación volumétrica, que expresa la comprensibilidad del suelo, relacionándola con el volumen inicial (Ref. 17).

Finalmente, la expresión

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = C_v \quad (1-42)$$

define el llamado coeficiente de consolidación del suelo.

Para llegar a una solución manejable, la ecuación (1-39) ha de resolverse para las condiciones iniciales y de frontera del problema particular de que se trate.

La solución que se menciona en lo que sigue considera que la presión $\Delta \bar{p}$ que produce la consolidación de un estrato de espesor H , es constante en todo el espesor (la solución es también aplicable a una repartición triangular de la presión). Dicha solución es (Ref. 17):

$$u = \Delta \bar{p} \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} 3en \left[\frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v}{4H^2} t} \right\} \quad (1-43)$$

Donde:

u : es la presión que tiene el agua por arriba de la hidrostática, en punto del estrato a la profundidad z y en el instante t del proceso de consolidación.

z : es la profundidad del punto dentro del estrato en que se calcula u .

h : es el espesor del estrato que se consolida.

t : es el instante del proceso de consolidación en que se mide u .

e : es el número base de los logaritmos neperianos.

Naturalmente, la ecuación (1-43) no es manejable para la solución de un problema práctico. Para transformarla en una expresión que sí se pueda utilizar en un cálculo sencillo, es preciso definir los siguientes dos conceptos importantes.

a) Grado de consolidación de un estrato sometido a un proceso de consolidación, en un instante in-

termedio del proceso, U , es la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Se representa por U .

En la Ref. 17 se demuestra que el grado de consolidación así definido resulta ser

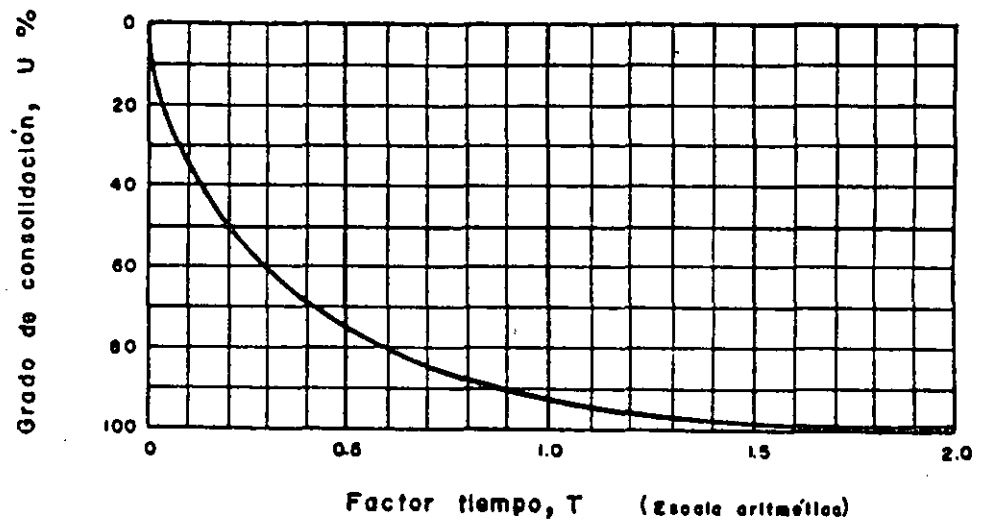
$$U (\%) = 100 \left[1 - \frac{\int_0^{2H} u dz}{\Delta p \cdot 2H} \right] \quad (1-44)$$

donde u está dado por la expresión (1-43).

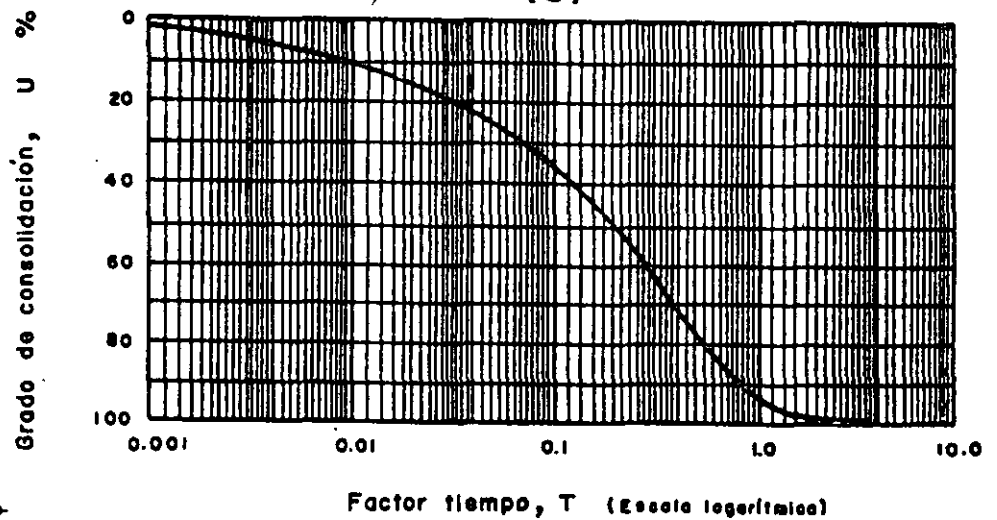
b) Factor tiempo, T , es la magnitud adimensional:

$$T = \frac{C_v}{H^2} t \quad (1-45)$$

Con estas definiciones, substituyendo la expresión



(a)



(b)

Figura 1-31. Curvas teóricas de consolidación. a) Trazado aritmético. b) Trazado semi-logarítmico.

(1-45) en la (1-43) y el resultado de tal operación en la (1-44), se tiene:

$$U(\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} - \frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T \right] \quad (1-46)$$

La expresión (1-46) establece la relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo, y es la expresión conclusiva de la Teoría de la Consolidación Unidimensional de Terzaghi.

A partir de la expresión (1-46), dando valores a T y calculando la correspondiente de U , resulta la relación anotada en la tabla 1-1 y representada en la Fig. 1-31.

La Teoría de la Consolidación Unidimensional, que desemboca en la relación expresada en la ecuación (1-46), en la tabla 1-1 o en la Fig. 1-31, está obtenida bajo las siguientes hipótesis (Ref. 17):

- a) El suelo se deforma en una sola dirección, por ejemplo la vertical.
- b) El flujo del agua ocurre sólo en la dirección vertical.
- c) Es válida la ley de Darcy.
- d) El suelo está totalmente saturado.
- e) El agua y las partículas minerales del suelo son incompresibles, al ser consideradas individualmente.
- f) La variación en espesor del estrato es lo suficientemente pequeña como para que un valor dado de la variable z pueda suponerse constante durante todo el proceso de consolidación.
- g) Δb es constante en el estrato.
- h) El coeficiente de consolidación, C_v , es constante durante todo el proceso de consolidación.
- i) En el momento en que se hace una aplicación práctica de la Teoría de la Consolidación al cálculo de un asentamiento, obteniendo los parámetros de comportamiento del suelo (por ejemplo, el C_v) de una prueba de compresión no confinada efectuada en el laboratorio, se acepta que estos parámetros tienen en el fenómeno real los mismos valores que en la prueba, lo que equivale a aceptar la plena representatividad de la prueba y a despreciar todos los efectos de escala entre prueba y realidad.

El conjunto de las hipótesis anteriores señala el campo de aplicabilidad de la Teoría de Terzaghi. Ya se comentó que las hipótesis (a) y (b) son razonables en estratos de gran extensión y mucho menor espesor, pero naturalmente no se puede hablar de flujo vertical únicamente, si la masa de suelo en consolidación bajo carga tiene dimensiones del mismo orden en las tres direcciones del espacio; incidentalmente, puede señalarse que en la Ref. 17 se estudia la extensión de la Teoría de la Consolidación a casos de flujo bi y tridimensional.

TABLA 1-1

Relación teórica U (%) - T	
U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	∞

La hipótesis (c) probablemente se ajusta bastante a lo que sucede en los suelos finos cohesivos.

Las hipótesis (d) y (e) seguramente no inducen errores muy graves en las aplicaciones de la teoría a suelos muy finos (arcillosos) situados bajo el nivel freático (como suele ser el caso de los suelos transportados y depositados en zonas lacustres, fluviales o marinas); sin embargo, hay dudas sobre lo que puedan deformarse y romperse los cristales de suelo, bajo las altas presiones que en realidad actúan entre sus puntos de contacto.

La importancia de las hipótesis sólo puede juzgarse comparando las predicciones de la teoría que las contiene, con las observaciones reales; de hecho, en este caso particular, los resultados de la Teoría de la Consolidación ha demostrado muchas veces su excelencia para predecir el comportamiento de la mayoría de las arcillas, dentro de la aproximación ingenieril.

En la Ref. 17 se presentan ligeras variantes de la teoría aquí expuesta para el caso de distribuciones de la presión exterior dentro del estrato diferente de la uniforme, que es la que se ha considerado.

Se vio que el factor tiempo se definía como

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2} \quad (1-47)$$

Esta ecuación puede escribirse:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T \quad (1-48)$$

De la expresión anterior pueden deducirse algunos hechos de significación:

a) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, correspondiente a un factor tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato. En realidad, este punto merece una digresión. El espesor del estrato que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical, es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato. Si el estrato tiene una frontera impermeable, dicha trayectoria, llamada espesor efectivo, coincide con el espesor real del estrato (Fig. 1-32.a). Si el estrato está drenado por ambas caras, superior e inferior, la máxima trayectoria del agua al drenarse es el semiespesor real del estrato de suelo, o sea que el espesor efectivo es la mitad del real (Fig. 1-32.b). En las fórmulas de la Teoría de Consolidación Unidimensional la H que figura es siempre el espesor efectivo en lo referente al tiempo de consolidación.

Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores efectivos H_1 y H_2 , los periodos t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (1-49)$$

b) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo, t , necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es inversamente proporcional al coeficiente de permeabilidad k . Por lo tanto, si dos estratos del mismo espesor efectivo tienen permeabilidades diferentes, k_1 y k_2 , respectivamente, los tiempos necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, se relacionan:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1} \quad (1-50)$$

c) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad a_v . Por lo tanto, si se consideran dos estratos del mismo espesor efectivo, pero de coeficientes de compresibilidad diferentes, a_{v_1} y a_{v_2} , los tiempos, t_1 y t_2 , necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v_1}}{a_{v_2}} \quad (1-51)$$

Al hacer a una muestra de suelo una prueba de consolidación se obtienen curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga aplicados. Ya se vio que estas curvas relacionan las lecturas realizadas en un micrómetro con los correspondientes tiempos.

Por otra parte, como resultado de una aplicación estricta de la Teoría de Terzaghi, se ha obtenido una curva teórica $U (\%) - T$, en donde T es el factor tiempo, que involucra a todas las variables que afectan el progreso del proceso de consolidación.

Desde luego T y t son directamente proporcionales para una muestra dada, en una cierta condición de carga.

Si se imagina, además, que el suelo sigue rigurosamente los requerimientos de la teoría, el grado de consolidación y las lecturas micrométricas estarían también relacionadas por una ley lineal de proporcionalidad, puesto que, en tales condiciones, a un 50% de consolidación, por ejemplo, está asociada la mitad de la deformación del suelo. Así pues, si un suelo sigue la Teoría de Terzaghi, la curva teórica $U (\%) - T$ y las curvas de consolidación de laboratorio deberán ser semejantes, difiriendo únicamente en el módulo de las escalas empleadas. Inciden-

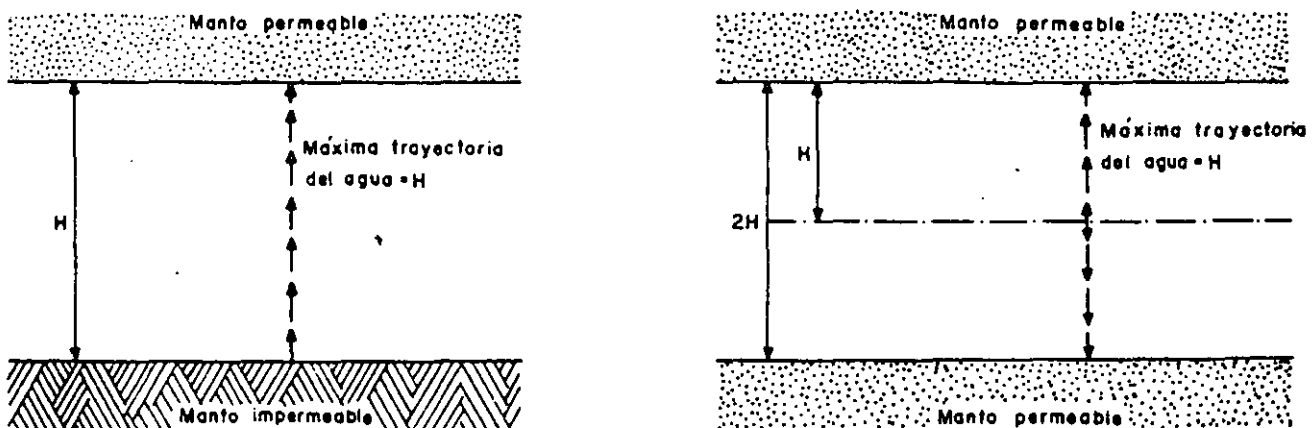


Figura 1-32. Esquemas que ilustran el concepto de espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación.

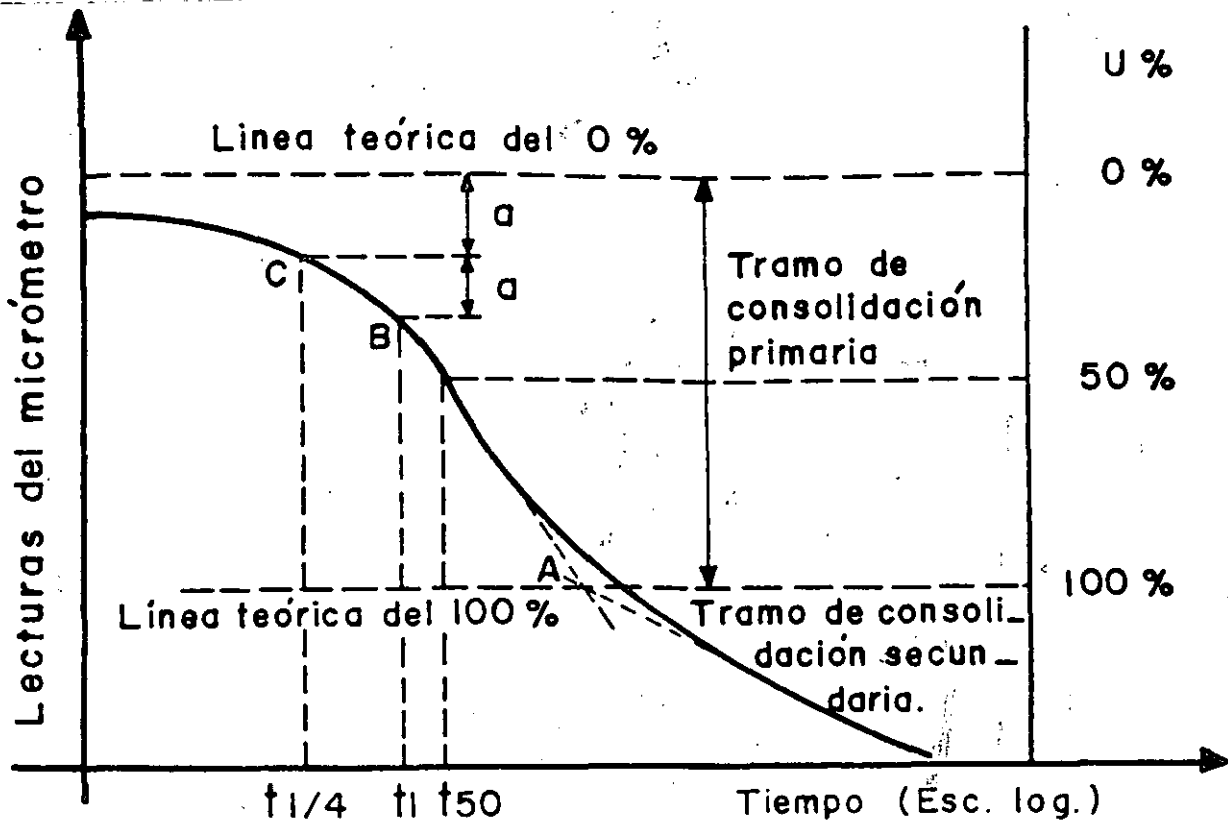


Figura I-33. Determinación de 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

talmente, lo que las curvas de consolidación se aparten de la forma teórica ofrece una medida simple para calificar lo que ese suelo se aparta de un comportamiento estrictamente apegado a la Teoría de Terzaghi.

Por lo tanto, si el suelo se apega a la teoría será posible lograr que las dos curvas coincidan totalmente, a condición de modificar la escala de las curvas prácticas en la proporción conveniente.

En realidad, ningún suelo sigue estrictamente la curva teórica, y para comparar una curva observada con la teórica, debe, en primer lugar, definirse en qué punto de la curva de consolidación se supondrá el 0% y el 100% de consolidación, para ajustar la escala U (%) con la de lecturas micrométricas.

Si el suelo contiene algo de aire o si la muestra no se ajusta perfectamente al anillo, existirá una deformación rápida inmediatamente después de la aplicación del incremento de carga. Observando las lecturas del micrómetro no puede definirse si las primeras deformaciones se deben a esos ajustes rápidos o representan ya el inicio del fenómeno de consolidación. Afortunadamente, la curva de consolidación para la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola y puede determinarse un 0% "teórico" por la aplicación de una propiedad simple de tales curvas.

Más difícil es la determinación del punto teóricamente correspondiente al 100% de consolidación

primaria. De los varios métodos propuestos para ello, se menciona a continuación uno debido al doctor A. Casagrande que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogarítmica (Fig. I-33).

En trazado semilogarítmico, la curva de consolidación presenta la ventaja de que en ella se define por un tramo recto, generalmente muy preciso, la parte en donde la consolidación secundaria¹ ya se hace notable. Esto permite definir, por simple inspección, la zona en que la consolidación primaria se completa; prácticamente hablando, esta zona es la correspondiente a la transición entre la parte inclinada de amplia curvatura y el tramo recto final (véase la Fig. I-33). Empíricamente se ha observado (A. Casagrande) que un punto (A) obtenido como la intersección del tramo recto de consolidación secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de inflexión, representa tolerablemente la línea práctica divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria, es decir, el 100% de consolidación primaria.

Como el efecto secundario se presenta desde el principio de la prueba, realmente no es posible fijar un punto específico en el cual el efecto primario termine y aquél empiece. Por lo tanto, hasta cierto punto, la definición anterior del 100% de consolidación es arbitraria. En la primera parte del desarro-

¹ Esta consolidación se define más adelante en este mismo párrafo.

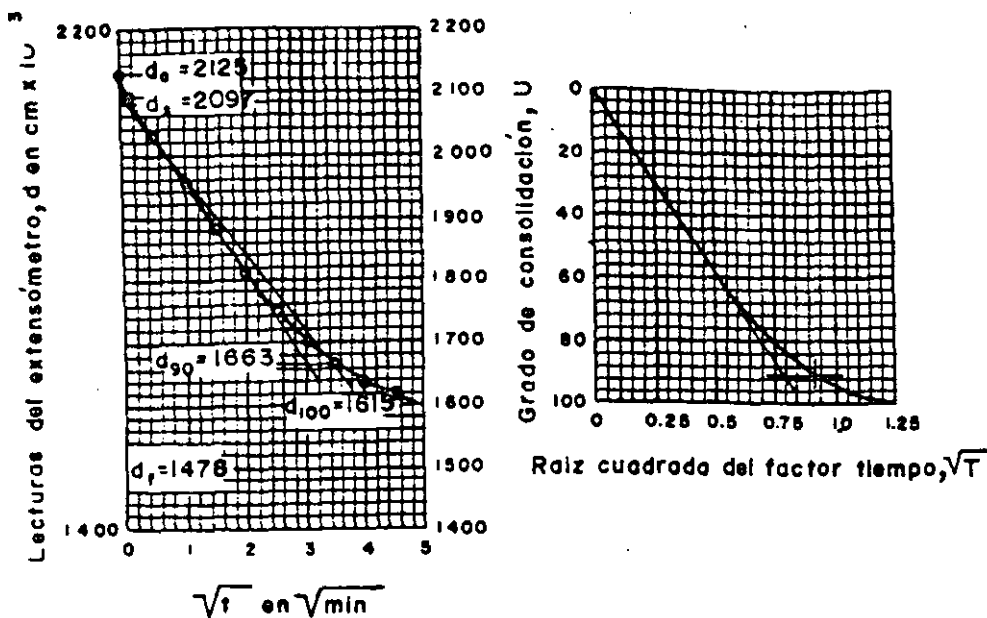


Figura 1-34. Método de Taylor para el cálculo de los valores de C_v .

llo de la curva de consolidación, el efecto secundario no es aún muy notorio y por esta razón se encuentra que la relación parabólica, ya mencionada, es correcta dentro de una aproximación razonable. La línea del 0% de consolidación puede ahora encontrarse como sigue (Fig. 1-33).

Escójase un tiempo arbitrario, t_1 , tal que el punto correspondiente, B , en la curva observada esté situado, de un modo notorio, antes del 50% de consolidación. Obténgase el punto C , correspondiente a un tiempo $t_1/4$ y determínese la diferencia de ordenadas, a , de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisas de 4 y puesto que se advierte que son puntos de una parábola, se sigue que su relación de ordenadas ha de ser de $\sqrt{4} = 2$. Es decir, el origen de la parábola está a una distancia a arriba de C . Es aconsejable repetir esta construcción simple varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

En la Fig. 1-33 puede verse en la parte derecha la escala U (%) trazada a partir de los límites encontrados. Es así evidente el modo de encontrar el tiempo necesario para que la muestra de suelo alcance, por ejemplo, el 50% de consolidación. (Este valor del tiempo, t_{50} , juega un papel de interés en cálculos que se detallarán posteriormente.)

Nótese que toda la construcción anterior depende, en principio, de que puede situarse la escala U (%) en las diferentes curvas de consolidación, o sea de poder determinar en éstas el 0 y el 100% de consolidación primaria. Esto, a su vez, depende de que la forma de la curva de consolidación se apege a la curva teórica, de modo que se definan los quiebres y las inflexiones necesarias. Desgraciadamente esto no siempre sucede en la práctica y muchas veces la forma de las curvas obtenidas en el labora-

torio es totalmente inapropiada para efectuar las debidas construcciones. D. W. Taylor ha desarrollado un método alternativo para el cálculo de los coeficientes de consolidación que da buen resultado en muchos casos en que falla el anteriormente descrito.

El método exige el trazado de la curva teórica en unos ejes en los que se usan como ordenadas los valores de U (%) y como abscisas los valores de \sqrt{T} (Fig. 1-34.a).

La curva teórica resulta una recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación, como debe suceder teniendo en cuenta que es aproximadamente parabólica en ese intervalo.

De la tabla de valores, ya obtenida, U (%) - T , puede determinarse que la abscisa de la curva es 1.15 veces la correspondiente a la prolongación del tramo recto, para una ordenada de 90% de consolidación. Esta característica se usa en la curva de consolidación obtenida en el laboratorio, para encontrar el 90% de consolidación. En la Fig. 1-34.b. se muestra una forma típica de curva real en representación de lecturas micrométricas - \sqrt{t} . Prolongando el tramo recto puede tenerse una línea trazada con suficiente precisión. A continuación trácese otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a la anterior. Esta segunda línea corta a la curva de consolidación de un punto al que corresponde el 90% de consolidación primaria. Nótese que la prolongación del tramo recto de la curva de laboratorio corta el origen de ordenadas en un punto que debe considerarse como el 0% de consolidación primaria y de este punto debe partir la segunda recta mencionada.

Usando esta construcción conviene calcular el C_v con la expresión

$$C_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} H^2 = \frac{0.848 H^2}{t_{90}} \quad (1-52)$$

De las ideas expuestas y de la similitud de forma de las curvas obtenidas en los sucesivos ciclos de carga (Fig. I-27), se deduce que en una zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ese ciclo de carga. Esta presión, que representa la máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le esté sometiendo al obtener sus curvas de compresibilidad, se denomina su carga de preconsolidación y juega un importante papel en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Sin embargo, la transición del tramo de recompresión al virgen no es brusca sino gradual, y no se puede determinar a simple vista la presión con que comienza el segundo tramo mencionado. El doctor A. Casagrande ha desarrollado un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación (p_c), que ha demostrado ser de eficiencia suficiente para los fines prácticos. El método se ilustra en la Fig. I-35.

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determínese, en primer lugar, el punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (II) y el virgen (I). Por T trázese una horizontal (h) y una tangente a la curva (t). Determinése la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas h y t . Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz. Ese punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación (p_c) del suelo.

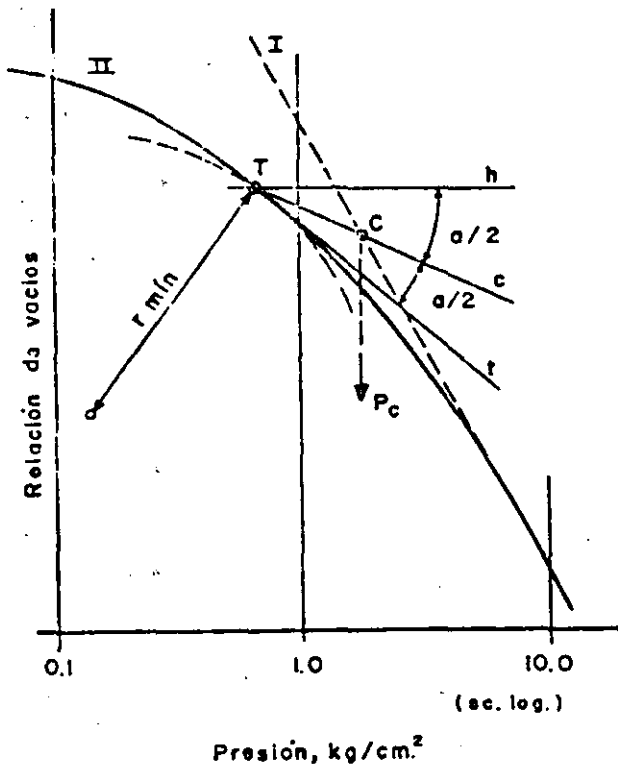


Figura I-35. Determinación de la carga de preconsolidación.

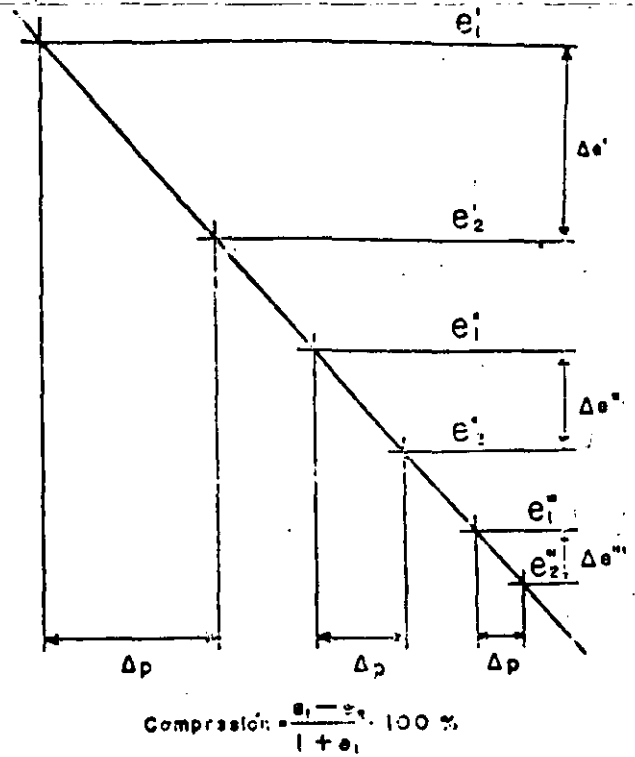


Figura I-36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor p_1 inicial.

La aplicación práctica más importante del concepto carga de preconsolidación radica en el análisis de asentamientos; el conocimiento de tal carga puede ser también de importancia en investigaciones geológicas.

Es un hecho afortunado el que en trazado semi-logarítmico la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad no se ve afectada de un modo

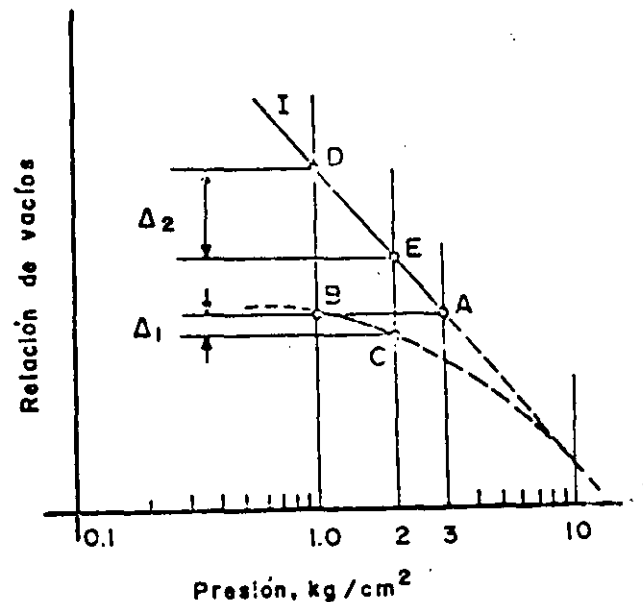


Figura I-37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

muy notable por las expansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está totalmente consolidado bajo una presión actual (p_1 , usualmente el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga Δp cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla

$$\Delta H = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} H$$

en donde H es el espesor total del estrato de suelo. Puede verse en la Fig. I-36 que en el trazado semi-logarítmico el monto del asentamiento total bajo un incremento de presión Δp , es menor cuanto mayor es la presión efectiva inicial (p_1).

Si el máximo espesor de tierra sobreyacente que el suelo haya soportado a lo largo de su historia geológica se hubiese erosionado parcialmente, el asentamiento debido al incremento de carga resultará mucho menor, independientemente del hecho de que la curva de compresión virgen permanezca inalterada. Por ejemplo (Fig. I-37), si un estrato de arcilla ha soportado alguna vez un colchón que le haya comunicado una presión de 3 kg/cm², que después se haya reducido a 1 kg/cm² por erosión y posteriormente aumentado hasta 2 kg/cm² por la construcción de una estructura, la compresión bajo la estructura tendrá lugar siguiendo la ley entre B y C , de la curva de compresibilidad del suelo; esto produce Δ_1 . Por lo contrario, si el suelo sólo se hubiese consolidado bajo su carga actual 1 kg/cm², la ley seguida hubiese sido la que ocurre entre D y E , que conduce a la compresión Δ_2 , mucho mayor. Este ejemplo debe ser suficiente para comprender la importancia del concepto carga de preconsolidación, en el análisis de asentamientos.

B Asentamientos y expansiones

La aplicación más útil de la Teoría de Consolidación unidimensional y de las ideas expuestas sobre compresibilidad de suelos cohesivos es el cálculo del

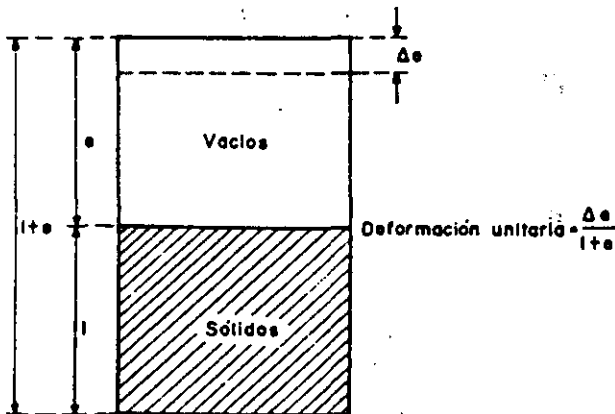


Figura I-38. Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

asentamiento total que un estrato arcilloso sufrirá al recibir una sollicitación exterior y el análisis de la evolución de ese asentamiento con el tiempo, ambas cosas igualmente importantes para el ingeniero de vías terrestres. La magnitud del asentamiento total es de importancia obvia; baste decir que su cálculo podrá indicar, por ejemplo, cuánto se hundirá un terraplén cimentado sobre arcilla blanda o cuánto se hundirá el puente al que tal terraplén sirve de acceso, según se elija para éste uno u otro tipo de cimentación, de todos los que puedan usarse.

La evolución del asentamiento con el tiempo es el otro dato imprescindible del ingeniero que ha de preocuparse por hundimientos; es radicalmente diferente el efecto de un asentamiento de 30 cm (por mencionar una cifra) sobre una estructura rígida, tal como un puente, si se produce en forma relativamente rápida, o si ocurre en un lapso de varios años. En el ejemplo del puente y el terraplén de acceso antes mencionado, no bastaría al ingeniero conocer los asentamientos totales de ambas estructuras para comprender su interacción; necesitará, además, conocer cómo ocurre el movimiento de ambas estructuras a lo largo del tiempo; sólo así podrá llegarse a ideas claras en cuanto a elección del tipo de cimentación conveniente, previsión de renivelaciones o elevaciones de partes del puente, etc.; muchas veces el conocimiento de que una parte fundamental del asentamiento de un terraplén de acceso ocurrirá en un lapso breve, por ejemplo dentro del tiempo de construcción de un camino, permitirá llegar a soluciones muy simples y seguras para establecer una buena interacción entre estructura de acceso y puente, tal como podría ser decidir que el terraplén de acceso se construyese con suficiente anterioridad respecto al puente, eligiendo ya para éste un tipo de cimentación no susceptible de sufrir asentamientos.

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor H , debido a un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, inducido por una sobrecarga Δp , actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de una prueba de consolidación y del esquema de la Fig. I-38.

Si Δe representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, cuyo espesor total era $dz = 1 + e_0$, siendo e_0 la relación de vacíos inicial, puede expresarse el cambio de altura del elemento por la expresión

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \tag{1-53}$$

Integrando la ecuación (1-53) a todo el espesor real del estrato compresible H , se obtiene

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \tag{1-54}$$

considerando a la frontera superior del estrato compresible como origen de las z . La 1-54 es la ecuación

general para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria, supuesto un proceso unidimensional de consolidación.

La ecuación (1-54) sugiere un método simple de trabajo para valuar los asentamientos en un caso práctico dado (Fig. 1-39).

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato comprensible a diferentes profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad (parte a de la Fig. 1-39). Sobre esas gráficas podrá llevarse al valor de \bar{p}_0 , presión actual efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e_0 ; a continuación, podrá llevarse, a partir de \bar{p}_0 , el valor $\Delta\bar{p}$, que representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la fase sólida del suelo cuando éste se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exteriores, representada por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor $\bar{p} = \bar{p}_0 + \Delta\bar{p}$ proporcionará la e final que teóricamente alcanzará el suelo a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse $\Delta e = e - e_0$ y, por lo tanto, $\Delta e / 1 + e_0$.

En la parte b de la Fig. 1-39 se muestra la gráfica $\Delta e / 1 + e_0 = z$, que deberá trazarse una vez determinados sus puntos por el procedimiento anterior aplicado a las distintas profundidades.

Basta ver la fórmula 1-54 para notar que el área entre 0 y H bajo la gráfica anterior, llamada curva de influencia de los asentamientos, proporciona directamente el valor de ΔH .

En algunos casos especiales los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. Por ejemplo, en el caso de un estrato comprensible, homogéneo, de pequeño espesor, en que el coeficiente m_v pueda considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja, puede escribirse:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \cdot \Delta\bar{p} \cdot dz = m_v \int_0^H \Delta\bar{p} \cdot dz \quad (1-55)$$

La integral representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente.

Si además $\Delta\bar{p}$ puede considerarse constante en el espesor tratado, la fórmula 1-55 se reduce simplemente a:

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta\bar{p} \cdot H \quad (1-56)$$

La ecuación 1-56 goza de una popularidad seguramente inmerecida, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que la usan.

El cálculo de la evolución de ΔH con el tiempo, fundamental en muchos problemas de la ingeniería

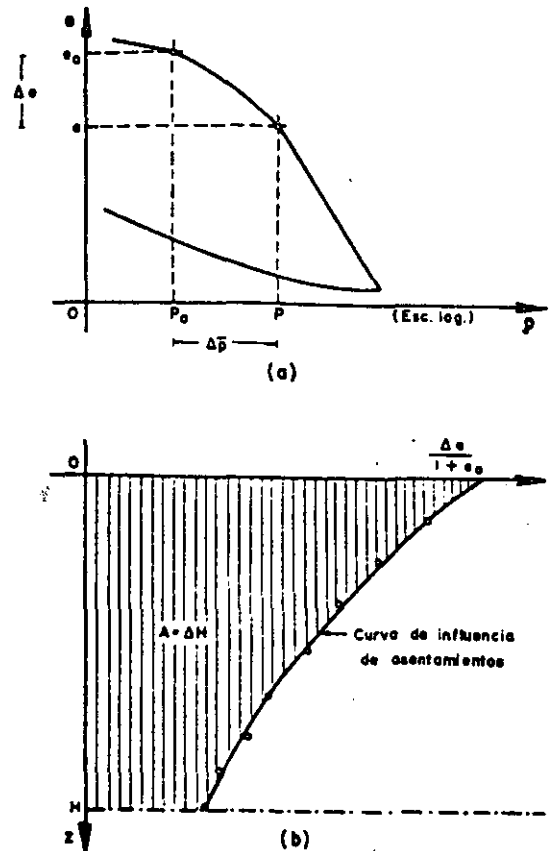


Figura 1-39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

práctica, requiere la determinación previa del Coeficiente de Consolidación del suelo (C_v), que interviene en la ecuación:

$$T = C_v \frac{t}{H^2} \quad (1-45)$$

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra. En efecto, $T_{50} = 0.197$, según se deduce de la curva de consolidación teórica; t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala U (%) en la curva de consolidación (ver Fig. 1-33), y H es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento en que alcanzó el 50% de consolidación bajo el incremento de carga; si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiesesores inicial y final de la muestra en ese incremento de carga.

Entonces,

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} \cdot H^2 = \frac{H^2}{5t_{50}} \quad (1-57)$$

Nótese, sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación (1-57). Así pues, se tiene un

valor de C_v para cada incremento de carga. Es así posible dibujar una gráfica de C_v contra la presión media aplicada en ese incremento, obtenida como media aritmética de las presiones inicial y final. Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga Δp , se tomará como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese Δp .

Obtenido el C_v del suelo, la ecuación (1-45) puede aplicarse en la forma

$$t = \frac{H^2}{C_v} \cdot T \quad (1-58)$$

Ahora, H es el espesor efectivo del estrato de suelo, calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta; C_v es el coeficiente de consolidación del suelo, recién calculado, dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Así, dando valores a T , por ejemplo los que figuran en la tabla (1-1), pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo. Como el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que corresponden a distintos tiempos, según evoluciona el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla obtenida puede dibujarse en escala aritmética o en trazo semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica, como abscisa. Se tiene así una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

En muchos problemas prácticos, principalmente en lo que toca a aquellos casos en que el suelo es descargado, como por ejemplo en una excavación, es de interés poder determinar las expansiones que tienen lugar por la descarga efectuada. El problema es esencialmente parecido al del cálculo de asentamientos y, hasta cierto punto, con las ideas antes expuestas se podría desarrollar un procedimiento similar para llegar a la meta propuesta. Sin embargo, la expansión presenta algunas peculiaridades dignas de

señalarse y es conveniente discutir, con base en idealizaciones, algunos conceptos que no son evidentes, pero que pueden servir de base para analizar con buen criterio un caso real.

Considérese, primeramente, un suelo de superficie horizontal, arcilloso y homogéneo, antes de ser descargado. Para facilidad de exposición se supone que el nivel freático coincide con la superficie del terreno. El estado de esfuerzos neutrales, efectivos y totales será el que se muestra con las líneas punteadas de la Fig. 1-40. Supónganse ahora que se efectúa una excavación instantánea de profundidad h y de extensión infinita. La presión total removida será $\gamma_w h$ y, consecuentemente, el diagrama de presiones totales se reducirá en esa cantidad; como el estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo no puede cambiar instantáneamente, el agua que satura al suelo tomará la descarga, disminuyendo el diagrama de esfuerzos neutrales también en la magnitud $\gamma_w h$. Como quiera que la presión original del agua a la profundidad h era $\gamma_w h$, la nueva presión a esa profundidad, después de la excavación instantánea, será:

$$\gamma_w h - \gamma_w h = \gamma'_m h$$

o sea que aparece en el agua una tensión igual a la presión efectiva a la profundidad h , que en este caso es el peso específico sumergido del suelo por dicha profundidad.

Debe notarse que, por ser la excavación de extensión infinita y por ser la nueva ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución de presión es hidrostática y, por lo tanto, de equilibrio, por lo que el agua no fluirá en ninguna dirección; por ello, el anterior estado de presiones neutrales, efectivos y totales se mantendrá en el tiempo y corresponderá tanto al momento inicial de la excavación, como a cualquier tiempo subsecuente. Las presiones efectivas, que se mantienen en el suelo, no permitirán, en este caso, ninguna expansión.

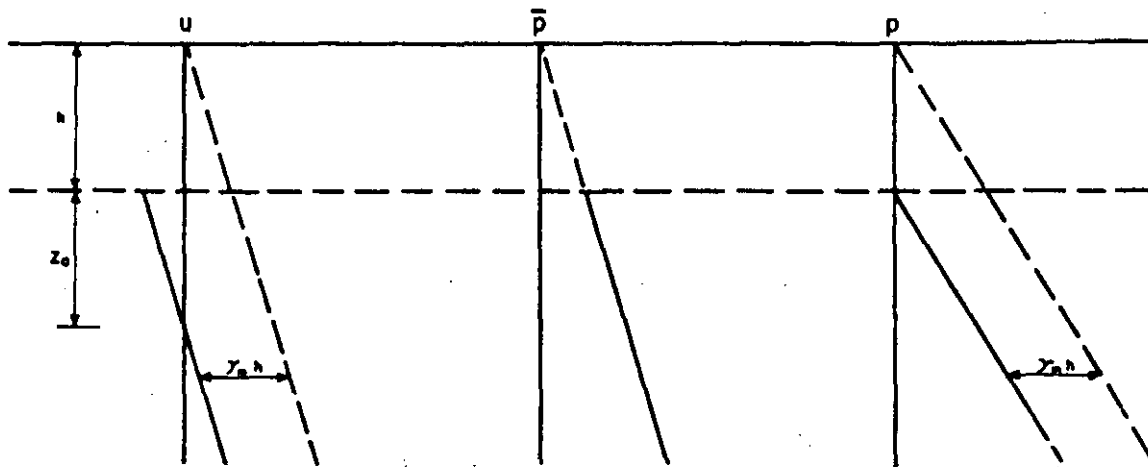


Figura 1-40. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.

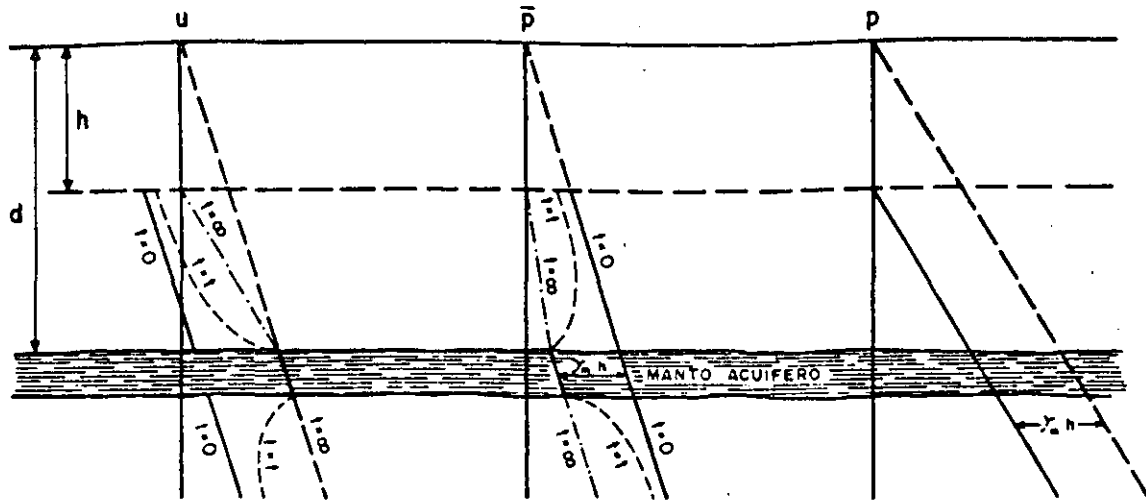


Figura I-41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

Al observar el diagrama de presiones en el agua después de la excavación (líneas llenas de la Fig. I-40) se nota que el nivel al cual la presión neutral es nula (nivel freático) corresponde a la profundidad.

$$z_0 = \frac{\gamma_w'}{\gamma_w} h \quad (1-59)$$

Este abatimiento del nivel freático es, teóricamente, inmediato a la remoción del material excavado. Así, basta con excavar el suelo a la profundidad h (en extensión infinita) para lograr que el nivel freático se abata al valor $h + z_0$, es decir la profundidad z_0 bajo el fondo de la excavación.

Supóngase ahora (Fig. I-41) que en el subsuelo del caso anterior existe un manto arenoso acuífero, en el que se mantenga la presión del agua. Si se realiza una excavación instantánea y de extensión infinita a la profundidad h , los diagramas de presiones inmediatamente después de efectuada la excavación serán idénticos a los del análisis anterior, excepto en la zona del acuífero, en donde la presión neutral no cambia, pero la presión efectiva se verá disminuida en la magnitud $\gamma_m h$. Si d es la profundidad a que se localiza el acuífero, la nueva presión efectiva en la frontera superior de éste, inmediatamente después de efectuada la excavación ($t = 0$), será:

$$\bar{p} = \gamma_m' d - \gamma_m h$$

El valor mínimo a que puede llegar la presión efectiva en la arena es, evidentemente, cero. En este caso límite se tendrá la máxima profundidad (h) a que puede llevarse la excavación, sin que la presión neutral en el acuífero (subpresión) levante el fondo, provocando una falla. Esta profundidad será:

$$h_{crit} = \frac{\gamma_m'}{\gamma_m} d \quad (1-60)$$

En la Fig. I-41 se ha supuesto $h < h_{crit}$ y en este caso, a partir del instante de la excavación ($t = 0$) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcilloso sobre el acuífero, como en la masa de arcilla subyacente; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero. Este proceso de expansión aumenta las presiones neutras en los estratos arcillosos, disminuyendo, correspondientemente, las presiones efectivas. En la Fig. I-41 se han dibujado isócronas correspondientes a $t = t$, un instante intermedio del proceso; el estado final de las presiones en el estrato superior de arcilla dependerá de las condiciones de frontera en el fondo de la excavación; si se supone que toda el agua que aflora en el fondo de la excavación se drena conforme brota, el estado final estará dado por las líneas $t = \infty$. En el estrato inferior, por ser semi-infinito, el proceso de expansión continuará indefinidamente, si bien a velocidad de creciente y el estado final de presiones es el de las líneas $t = \infty$, tal como se muestra en aquella zona en la misma Fig. I-41. El proceso de expansión analizado es sólo unidimensional y el flujo del agua es vertical. Por lo tanto, son aplicables, en principio, los datos obtenidos del tramo de descarga de una prueba de consolidación. En un caso como el analizado antes, el bufamamiento del fondo de la excavación en un tiempo t tiene dos componentes: el bufamamiento ocurrido en el estrato de arcilla de espesor finito que subyace al acuífero y el que corresponde a la masa semiinfinita situada debajo. En primer lugar se discutirá el proceso de expansión del estrato finito.

Antes de efectuar la descarga, un elemento de suelo a la profundidad z está sometido a una presión efectiva $\bar{p}_1 = \gamma_m' z$ y pasará, al final de la expansión, a una presión \bar{p}_2 , que puede determinarse como antes se discutió. Si a una muestra representativa del suelo a esa profundidad z se le hace una prueba de consolidación, llegando a una carga máxima de \bar{p}_1 y

descargándola después a partir de ese valor hasta p_z como mínimo, en el tramo de descarga de la curva de compresibilidad así obtenida podrá determinarse la variación Δe correspondiente al suelo en la descarga efectuada. Procediendo en forma análoga para otras profundidades se podrá dibujar la curva $[\Delta e / (1 + e_0)] - z$, de influencia de los bufamientos, la cual cubre un área que, a la escala correspondiente, mide el bufamiento total del estrato finito. El bufamiento en el tiempo t podrá determinarse estudiando la evolución de la expansión con el tiempo, en la misma forma en que previamente se estudió la del asentamiento primario.

Los conceptos a_v , m_v y C_v de la Teoría Unidimensional de la Consolidación tienen sus correspondientes conceptos análogos a_{vs} , m_{vs} y C_{vs} para la descarga, que pueden usarse en los mismos casos y en forma análoga a la discutida.

En cuanto a la masa semiinfinita colocada bajo el acuífero, su bufamiento total será, teóricamente, infinito, por lo que sólo tiene sentido práctico calcular el bufamiento para un tiempo finito t .

Nótese que el punto clave para que la expansión pueda tener lugar está en el hecho de que el acuífero mantenga su presión neutra; si por algún método artificial, esta presión se abate al valor $\gamma_m h$, (Fig. I-41) el proceso de expansión no podrá tener lugar. Esto se puede realizar en la práctica por medio de pozos en que se bombee la cantidad adecuada de agua del acuífero; así se logrará convertir este caso en otro, análogo al primeramente tratado en esta sección, en que no existía ningún acuífero.

Si en el caso ahora analizado el acuífero fuese un sistema hidráulicamente cerrado, es decir, que careciese de una fuente de agua (por ejemplo, el caso de una lente arenosa de extensión finita), la presión neutra en el estrato arenoso bajaría instantáneamente al salir el agua y el proceso de expansión no se verificaría (en realidad por ser el agua incompresible teóricamente, bastará que salga cualquier cantidad de agua, por poca que sea, para aliviar la presión neutra en el estrato de arena); este caso se vuelve así similar al primero tratado en esta sección,

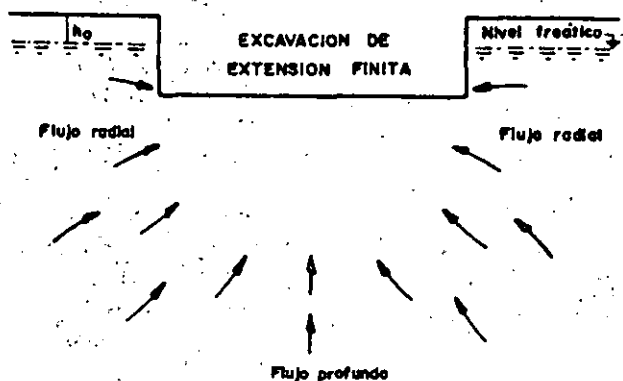


Figura I-42. Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

en el que se tenía una masa de suelo arcilloso homogéneo.

En las obras reales no se tienen, naturalmente, excavaciones de extensión infinita. Las ideas anteriores, sin embargo constituyen la base del criterio para discutir las excavaciones finitas, más o menos idealizadas. En la Fig. I-42 se muestra el caso de una excavación finita realizada en un medio arcilloso homogéneo; el nivel freático se considera a una profundidad h_0 a partir de la superficie. En este caso, el efecto de la excavación no será uniforme en todo el manto en lo que a disminución de presiones totales se refiere, sino que esta disminución habrá de ser estimada en los diferentes puntos usando la Teoría de Boussinesq, por ejemplo. En una primera aproximación podrá afirmarse que lo que disminuye la presión neutra en cada punto de la masa será lo que disminuya la presión total (recuérdese el primero de los dos casos de excavación infinita arriba tratados); por ello, la presión neutra disminuirá más en las zonas centrales de la excavación y en los niveles próximos al fondo, y estas disminuciones serán cada vez menores según se alcancen los bordes de la excavación (σ fuera de ella) y según se profundice en la masa de arcilla homogénea. Esto da origen a un flujo de agua del exterior hacia el centro y de las zonas profundas hacia el fondo de la excavación (Fig. I-42).

Por lo tanto, la masa de suelo bajo la excavación se expandirá más en el centro del fondo de ésta, y la expansión irá disminuyendo hacia la periferia. Según ya se dijo, en depósitos naturales de arcilla por lo general la permeabilidad es mayor en la dirección horizontal que en la vertical, por lo que el flujo radial hacia la excavación influye más en la expansión que el vertical, proveniente de zonas profundas. Ha de hacerse notar en forma muy predominante que el simple hecho de efectuar la excavación en la masa arcillosa disminuyó las presiones neutrales bajo ella y si se llama nivel freático al lugar geométrico de los puntos en que la presión neutra es nula (con origen de presión en la atmosférica), este nivel se habrá abatido por sí mismo aún más abajo que el fondo de la excavación al efectuar ésta.

Si bajo el fondo de la excavación hay estratos permeables de gran extensión que funcionen como abastecimientos de agua, éstos harán que el proceso de expansión sea mucho más rápido (revisense las ideas correspondientes al segundo caso de excavación infinita discutido). Para reducir a un mínimo la velocidad de expansión en el fondo de una excavación se ha recurrido en la práctica a lo que resulta obvio tras haber discutido los casos de excavación de extensión infinita; en primer lugar se han usado tablestacados más o menos profundos en los bordes de la excavación, lo cual impide el flujo radial y permite sólo el vertical, mucho más lento; en segundo lugar se ha recurrido al uso de pozos de bombeo y otros métodos (electrólisis, por ejemplo) para abatir las presiones neutrales en puntos específicos y en las zonas próximas a ellos, a fin de constituir una verda-

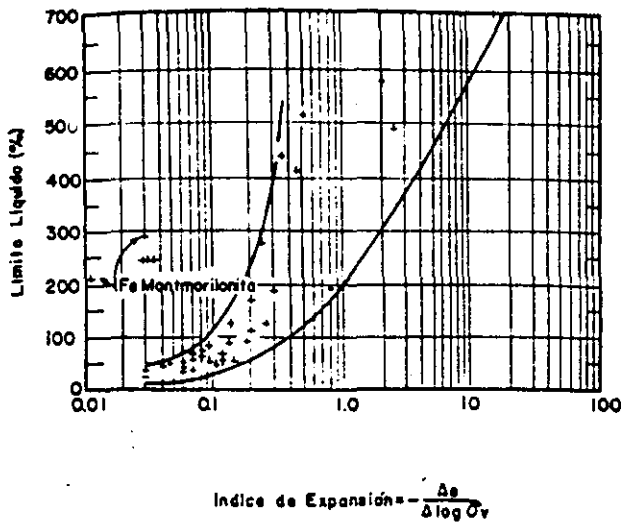


Figura 1-43. Correlación entre el índice de expansión y el límite líquido en suelos finos (Ref. 28).

dera pantalla de depresión en torno a la excavación que intercepte el flujo horizontal. Como quiera que estas excavaciones normalmente son provisionales y se construyen para existir durante un tiempo relativamente breve, se logra así que en ese tiempo la expansión no alcance valores de consideración.

El hecho de que en suelos permeables, como las arenas y las gravas, se tenga que recurrir literalmente a abatir el nivel freático para poder efectuar una excavación en seco, ha hecho pensar frecuentemente que esto debe lograrse también en arcillas, sin tomar en cuenta que, en estos materiales, el nivel freático baja por sí mismo cuando se excava.

Las excavaciones reales no son instantáneas, sino que se efectúan en un espacio de tiempo. Esto no invalida los razonamientos anteriores; lo que sucede es que los abatimientos de presión neutral ocurrirán según la descarga se efectúa.

Una idea de la expansión de los suelos puede obtenerse calculando su índice de expansión, definido por la expresión

$$C_e = -\frac{\Delta e}{\Delta (\log p)} \quad (1-61)$$

y relacionado con la prueba de consolidación hecha en edómetro (consolidómetro). Así definido, el índice de expansión es una medida de la pendiente que resulta la curva de compresibilidad en el intervalo de descarga, durante el cual el suelo se expande. Pueden obtenerse series de curvas de expansión en el consolidómetro si se carga una serie de especímenes a diferentes presiones verticales efectivas y se descargan después de consolidados bajo tales presiones. Esas curvas tienden a ser paralelas en la representación usual de la curva de compresibilidad, de manera que el coeficiente de expansión resulta variar muy poco con la presión efectiva bajo la cual el suelo se haya consolidado antes de expanderse. En la figura 1-43

(Ref. 28) se muestra la variación del índice de expansión con el límite líquido de la arcilla; se ve que C_e aumenta al aumentar el límite líquido, si bien la dispersión de la relación es lo suficientemente grande como para que a ésta no se le pueda dar más que un carácter cualitativo.

Los índices de expansión pueden tener valores tan altos como 2.5 para la montmorillonita sódica, con límite líquido de 500%; pero en suelos naturales sus valores son mucho más bajos (por ejemplo 0.09 para la arcilla azul de Boston, en el período de descarga de 1 a 0.1 kg/cm²).

C Consolidación secundaria

La consolidación consta en realidad de dos fenómenos superpuestos y mezclados. El primero es el que se ha descrito con algún detalle en páginas anteriores de este apartado y consiste en la transmisión de la carga exterior, originalmente tomada por el agua de los poros, a la estructura sólida del suelo; esta transmisión va acompañada de una disminución de volumen y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de las fronteras permeables del estrato. Esta es la consolidación primaria. Pero es evidente que el proceso de disminución volumétrica, al ir acompañado de un aumento de presión efectiva, exige la aparición de otra fuente de deformación, debida ahora a efectos discretos de acomodación de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso recibe el nombre de consolidación secundaria y no es tomado en cuenta para nada en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En las etapas iniciales de la consolidación primaria, casi toda la carga exterior es tomada por el agua intersticial y ha ocurrido poca deformación volumétrica en la estructura sólida; es entonces natural que se noten poco los efectos de deformación por acomodación, consistentes quizá en pequeños deslizamientos relativos, giros y vuelcos de unas partículas respecto a otras; por ello la consolidación secundaria será poco perceptible en las etapas tempranas de la consolidación primaria. Por el contrario, en las etapas finales del proceso primario de consolidación, mucha de la presión exterior ha sido ya transmitida a las partículas minerales en forma de presión efectiva y ha tenido ya lugar gran parte de la deformación volumétrica que ha de producirse; por esta razón, será mucho más relevante la componente de deformación por acomodación relativo de las partículas minerales al adaptarse a la nueva estructura más cerrada. La consolidación secundaria se hará más y más importante, relativamente hablando, a medida que el proceso primario avance; de hecho, en las últimas etapas del proceso primario la consolidación secundaria puede ser de capital importancia y también puede darse el caso de que el suelo continúe sometido al proceso secundario mucho tiempo, después de que el proceso primario haya terminado, por lo menos para todo fin práctico.

No existe hasta este momento una teoría que permita calcular la deformación que un suelo pueda sufrir por consolidación secundaria, en el sentido y con la confiabilidad con que la teoría de Terzaghi puede permitir la valuación del asentamiento primario. Se han hecho muy importantes investigaciones de laboratorio y algunos intentos para llegar a un modelo matemático de comportamiento; las referencias 29 y 30 pueden mencionarse entre las muchas disponibles.

Existe evidencia experimental que permite concluir que el proceso de consolidación secundaria queda representado por una recta en una gráfica de deformación de una muestra en el consolidómetro, contra tiempo de prueba, en escala logarítmica (curva de consolidación). Este hecho explica la diferencia de forma entre la curva de consolidación teórica (Fig. I-31) y la obtenida típicamente en el laboratorio (Fig. I-25), que adopta la forma recta en las etapas finales del proceso primario, cuando la consolidación secundaria se hace predominante.

La consolidación secundaria es más importante dondequiera que la primaria sea más corta, tal como sucede en los especímenes de laboratorio, en los suelos orgánicos, en los estratos delgados o en estratos con gran abundancia de lentes de arena que proporcionen drenaje. Muy especialmente, la consolidación secundaria es importante en depósitos de turba, en que la consolidación primaria puede ocurrir en forma casi simultánea con la aplicación de la carga. Por lo tanto, en el caso de un terraplén construido sobre un depósito de turba, en el que interese conocer el progreso del asentamiento ocurrido una vez terminada la estructura, se necesitará prestar atención especial a la consolidación secundaria, pues a ella se deberá la casi totalidad del asentamiento que se produzca a lo largo del tiempo.

I-13 INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

A Generalidades y teoría de falla

En Mecánica de Suelos, la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero. Por lo común las estructuras en que el ingeniero hace intervenir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que la estructura no falle. Naturalmente que en estas estructuras ocurre con frecuencia que esos otros esfuerzos diferentes del cortante intervienen a veces más de lo que

el ingeniero desearía; por ejemplo, los esfuerzos de tensión, por mencionar el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el agrietamiento de obras de tierra y, de hecho, hoy se siente en ocasiones que se ha ido demasiado lejos en el olvido de la tensión como un esfuerzo digno de ser investigado en relación con los suelos. Pero el hecho esencial permanece: el ingeniero hace trabajar al suelo sobre todo al esfuerzo cortante, por lo que es lógico que sea la resistencia a este esfuerzo la que interese también de preferencia.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otros tipos de esfuerzos, como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

En tercer lugar, es posible que el interés casi exclusivo de los ingenieros de suelos por la resistencia al esfuerzo cortante esté muy fomentado por el hecho de que la Teoría de Falla más universalmente usada en la Mecánica de Suelos sea una teoría de esfuerzo cortante. Para comprender esta afirmación es preciso definir lo que se entiende por una Teoría de Falla y todavía, yendo más al origen de los conceptos, reflexionar sobre lo que ha de entenderse por falla, una de las palabras de uso más común por los ingenieros, pero en rigor de las de más confuso significado.

En términos generales, no existe aún una definición universalmente aceptada del concepto de falla; puede esta palabra significar el principio del comportamiento inelástico de un material o el momento de la ruptura del mismo, por sólo citar dos interpretaciones muy comunes. Muchas veces el concepto falla está incluso ligado a factores económicos y aun estéticos o de preferencia personal, a un grado tal que es común que varíe radicalmente de unos especialistas a otros, de unos campos de la ingeniería a otros o de un país a su vecino, de acuerdo con sus respectivos recursos o nivel de riqueza; piénsese, por ejemplo, en tratar de definir lo que haya de entenderse por falla de un pavimento.

Es cierto que, a despecho de estas complejidades, no suele ser muy difícil en cada caso particular y dentro de las condiciones socioeconómicas del mismo, que un grupo de especialistas involucrados llegue a una definición razonable de falla para ese caso, y es cierto también que esto es particularmente posible cuando se trata de definir el comportamiento de un material en una prueba concreta de laboratorio o en una estructura concreta que haya de erigirse. Por ello no es utópico pensar que en un caso dado pueda existir entre los especialistas responsables un criterio unificado sobre lo que ha de entenderse por falla en ese caso.

Pero aun en tan favorables circunstancias surgirá la pregunta de si el conjunto de normas de proyecto o protección adoptadas garantiza el que una cierta

estructura no fallará. Y esta pregunta lleva a la necesidad de responder a otra: ¿cuál es la causa de la falla de un material?, pues es claro que si no se define por qué fallan los materiales, no podrá decirse si un material concreto fallará o no, en una situación determinada.

La respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría de falla (Refs. 31 y 32).

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más utilizada es lo que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes. La primera, establecida en 1773 por Coulomb (Ref. 33), dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1-62)$$

donde

- τ_f = esfuerzo cortante actuante, final o de falla.
- c = cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.
- σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.
- ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

La otra teoría de falla es debida a Mohr (Ref. 34) y establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho valor máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad (1-63)$$

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en tanto que Coulomb propuso la ecuación 1-62 como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo; esto equivale a particularizar la ecuación 1-62 del caso $c = 0$. En rigor la diferencia esencial entre la teoría de Mohr y la de Coulomb estriba en que para el primero el valor de ϕ no debe ser necesariamente constante. En tanto que en una representación con esfuerzos normales en el eje de abscisas y tangenciales en el eje de ordenadas, la ecuación 1-62 quedará representada por una línea recta, la 1-63 quedará representada por una línea curva, que sólo como caso particular podrá ser recta.

La Mecánica de Suelos actual suele utilizar como criterio de falla lo que se acostumbra llamar el cri-

terio de Mohr-Coulomb, en el cual se emplea la ecuación 1-62 como representación matemática, pero abandonado la idea original de Coulomb de que c y ϕ sean constantes del suelo, y considerándolas variables en el sentido que se verá posteriormente. Se advierte pues que la teoría de falla más usada aun en la actual Mecánica de Suelos atribuye la falla de éstos al esfuerzo cortante actuante; resulta entonces lógico que, en tal marco de ideas, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulte el parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de resistencia y falla.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de estas deficiencias estribe en que esta teoría posee una deficiencia básica, si se acepta que la falla de un material se produce como consecuencia del estado de esfuerzos que actúe en su interior. En efecto, es sabido que dicho estado de esfuerzos puede describirse a final de cuentas por tres parámetros independientes, por ejemplo los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 ; en general, un estado de esfuerzos no puede describirse por completo con menos de tres parámetros independientes. Pues bien, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo [$\tau_f = f(\sigma_1 - \sigma_3)$], pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio, σ_2 . De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta en su totalidad las causas de la falla.

La experimentación actual parece indicar que el valor del esfuerzo σ_2 en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia c y ϕ que puedan obtenerse en el laboratorio, si bien probablemente esta influencia es moderada. También se acepta que la falla de los materiales reales está influida por cómo varíe σ_2 a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla. Se considera fuera del alcance de este libro una discusión más a fondo de estos temas, la cual puede encontrarse en obras más especializadas, como por ejemplo las Refs. 32, 35 y 36.

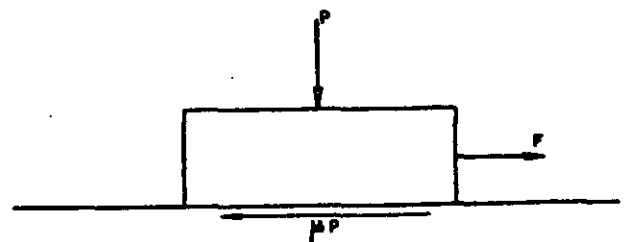


Figura 1-44. Concepto mecánico de la fricción.

B Naturaleza de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos granulares y cohesivos

Conviene ahora analizar someramente los factores de que depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes y de los cohesivos.

En general se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se debe, por lo menos en parte, a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando hay tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. Se utiliza el concepto de fricción en el sentido familiar en mecánica (Fig. I-44).

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento del cuerpo de la figura es: $F = \mu P$, donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Análogamente, entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionales, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y $\bar{\sigma}$ es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento, τ_f , puede relacionarse con $\bar{\sigma}$ por una expresión del tipo

$$s = \tau_f = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

Resulta obvio que la resistencia friccionante (s) debe estar regida por el esfuerzo normal efectivo. En la expresión anterior $\tan \phi$ juega el papel del coeficiente de fricción y sirve, a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

La expresión 1-64 fue primeramente propuesta por Coulomb en un sentido un tanto más estricto que el que es posible otorgarle hoy, pues para Coulomb ϕ era una constante absoluta propia del suelo de que se tratara, en tanto que en épocas posteriores fue preciso considerar ciertas posibilidades de variación en el ángulo de fricción interna. Análogamente, como ya se dijo, Coulomb estableció históricamente el concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (las arcillas) presentaban resistencia bajo presión normal exterior nula. De esta manera postuló como ley de resistencia posible para tales materiales la expresión

$$s = \tau_f = c \quad (1-65)$$

en que c es la cohesión del suelo (que por cierto Coulomb también consideró constante, en tanto que hoy se trata como variable). Estos materiales fueron llamados "puramente cohesivos" y en ellos se consideraba $\phi = 0$.

Al considerar el caso más general, Coulomb atribuyó la resistencia de los suelos a ambas causas, según una expresión que resume a las dos anteriores, para un suelo que tenga "cohesión y fricción".

$$s = \tau_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-66)$$

Actualmente se considera que la fricción es la fuente fundamental de resistencia en los suelos gra-

nulares, si bien no la única, como ya se dijo (sección I-11). Según esto, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares depende fundamentalmente de la presión normal entre sus granos y del valor del ángulo de fricción interna ϕ . Este, a su vez, depende de la compacidad del material y de la forma de los granos, que desarrollarán mayor fricción cuanto más vivas o menos redondeadas sean sus aristas.

En la Ref. 37 se menciona un estudio acerca de la influencia del agua sobre el ángulo de fricción desarrollado entre partículas de cuarzo de forma equidimensional. Según tal estudio, el que haya o no agua entre las partículas carece de importancia y no ejerce mayor efecto en el ángulo de fricción entre ellas. Por el contrario, la presencia de otros contaminantes, tales como delgadas películas de materia orgánica o partículas muy finas laminares, sí reduce substancialmente el coeficiente de fricción entre los granos.

Si los suelos granulares tuvieran un comportamiento puramente friccional, tal como fue postulado por Coulomb (ecuación 1-64), una representación de su ley de resistencia en unos ejes $\tau - \sigma$ (tal como se obtiene de una prueba triaxial, según se verá) sería una línea recta pasando por el origen, y el ángulo ϕ sería constante, como precisamente estableció Coulomb. Sin embargo, esto no sucede y lo normal es que la representación $\tau - \sigma$ de la ley de resistencia muestre una línea curva (si bien generalmente no muy alejada de la recta); esto es debido al efecto sobre la resistencia del acomodo de los granos del suelo, que han de deformarse y rodar unos sobre otros para que la falla llegue a producirse (sección I-11). El efecto del acomodo disminuye cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento, puesto que las partículas se alisan en sus puntos de contacto y salientes, por aplastamiento y ruptura; esto hace que la muestra de suelo granular se compacte, pero aún así fallará más fácilmente, por efecto de acomodo. Por ello, en una representación $\tau - \sigma$, según $\bar{\sigma}$ va siendo mayor, se va teniendo menor ϕ , y la ley de resistencia se va haciendo más horizontal.

La curvatura parece ser más marcada cuanto mayor sea el tamaño de las partículas (ver Ref. 23, en la que se menciona el caso de enrocamientos). Este hecho parece estar relacionado con la ruptura de granos, especialmente al considerar que algunas arenas de tamaño relativamente pequeño, pero de grano débil y quebradizo (por ejemplo arenas conchíferas) también muestran envolventes de resistencia muy curvas. La curvatura también parece ser mayor en deformación plana que en compresión triaxial.

En resumen, los suelos granulares se consideran materiales friccionantes, pero con desviaciones del comportamiento puramente friccional por efectos de acomodo entre sus granos. Esto se traduce en resistencia a la distorsión de los granos, a la ruptura en sus contactos y al rodamiento y deslizamiento de

unos sobre otros. Si el esfuerzo cortante es lo suficientemente alto, el efecto estadístico de superación de la fricción, más los efectos del acomodo, es un movimiento continuo o distorsión de la masa, que es la falla por esfuerzo cortante. El fenómeno no es básicamente afectado por el agua contenida en los vacíos del suelo granular. En rigor, el concepto de ángulo de fricción interna involucra tanto al coeficiente de fricción grano-grano, como a todos los efectos de acomodo. Es notable lo poco que influye el coeficiente de fricción grano-grano, que es bastante variable en la naturaleza, en el ángulo de fricción interna (Ref. 38), hecho explicable si se piensa que las partículas siempre se mueven de la manera que les resulta más fácil. Si el coeficiente de fricción es bajo, se deslizan, y si es alto, ruedan.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante son algo diferentes en los suelos finos de forma laminar, a los que, por costumbre, se denominan suelos cohesivos. Se analizará primeramente el caso de suelos cohesivos saturados, por ser quizá el más sencillo y mejor estudiado.

Como los suelos granulares, los cohesivos son acumulaciones discretas de partículas que deben deslizarse unas sobre otras o rodar para que llegue a producirse una falla por esfuerzo cortante. Sin embargo, hay ahora algunas diferencias de significación. Primero, cuando se aplica la carga exterior a una arcilla saturada, se acepta que es tomada primero por el agua, en forma de presión neutral, u . Esto es una consecuencia de la compresibilidad que ahora tiene la estructura sólida del suelo, en comparación con el agua. Segundo, la permeabilidad del suelo es ahora tan baja, que la presión neutral producida necesita tiempo para disiparse, en el supuesto de que existan las apropiadas condiciones de drenaje para hacer posible tal disipación. Tercero, existen ahora fuerzas muy significativas entre las partículas del suelo, debido a efectos eléctricos de atracción y repulsión.

Hay evidencia abundante en el sentido de que el mecanismo de la resistencia de los suelos finos cohesivos es fundamentalmente también un efecto de fricción, pero ahora los simples hechos de la fricción mecánica pueden estar disfrazados por muchos efectos secundarios, que complican extraordinariamente el cuadro general. Por ejemplo, con seguridad las láminas de arcilla, aunque estén muy próximas en casi toda su área, no están en ningún punto en contacto real; se cree que los contaminantes que pueda haber entre las superficies enfrentadas, incluyendo el agua adsorbida, no son removidos por presiones normales que tiendan a juntar las superficies que sean menores de 5,000 kg/cm² o aún más; así, es lógico pensar que esos contaminantes participarán en la transmisión de los esfuerzos normales y cortantes. Quizá el efecto friccionante cristal con cristal sea más similar al caso de los suelos friccionantes, en el caso de contacto borde-cara plana entre dos láminas, el cual, por cierto, se considera debe ocurrir muy frecuentemente.

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia

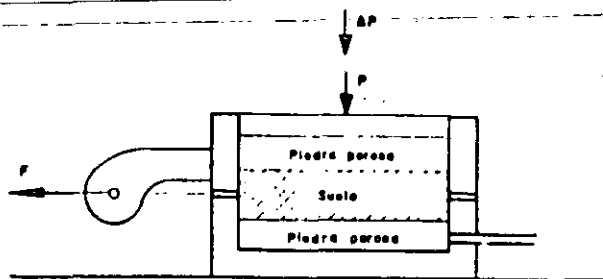


Figura I-45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

al esfuerzo cortante de las arcillas, de manera que ésta disminuye si aquélla aumenta. Una explicación posible (Ref. 37) estriba en que, en una arcilla muy seca, los iones de superficie de sus cristales no están completamente hidratados, lo que permite acomodos más próximos y fuertes nexos entre los cristales; cuando llega el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan substancialmente.

Pasando a un punto de vista ingenieril, los factores que influyen principalmente en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" saturados y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le someta y sensibilidad de su estructura.

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de los factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se somete a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal $\bar{\sigma}_1$, proporcionada por una carga, P , cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó a través de su historia geológica un esfuerzo mayor que dicho $\bar{\sigma}_1$; en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones, debe tenerse en el agua $u = 0$.

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta\sigma_1$, aplicando un incremento de carga ΔP , actuará sobre la muestra una presión total $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$. Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que F sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior; en el primer instante $\Delta\sigma_1$ será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y $\Delta\sigma_1$ llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incremen-

tos pequeños y permitiendo que entre cada uno transcurra el tiempo suficiente para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona cina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por la expresión

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \tan \phi = \sigma_2 \tan \phi$$

Pues, en todo momento, σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivas y no existen presiones neutrales en el agua.

Por otra parte, si F se aplicase rápidamente, en las zonas vecinas a la superficie de falla aparecerían presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. En arcillas normalmente consolidadas esta tendencia es siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones, que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u representa a estas presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u) \tan \phi = (\sigma_2 - u) \tan \phi$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambió la velocidad de aplicación de F .

El valor de u depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo: bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, tendiendo a disminuir más su volumen, por lo que u se hace mayor que en el caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si, por el contrario, la prueba se efectúa estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por lo tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_1$). Al aplicar F tampoco se disiparán las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque F se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible de lograr en un aparato de corte directo). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial sea también u (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_1$:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_1 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma_1$ y F fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra, aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consoli-

dado en la naturaleza; si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión σ_1 , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza P que producía la σ_1 , la arcilla tenderá a expandirse, como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sometida a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior, es decir:

$$u_2 = -\sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P , la muestra se lleva a la falla, aplicando F rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará, según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial, u , consecuencia de ello, disminuye la tensión u_2 existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_2 = -\sigma_1$ como:

$$s = (0 - u_2 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve, en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ_1 . Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber, no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F . La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, si no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua, y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ_1 ; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P , la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo, hasta que, finalmente, el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y, por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en

la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme se disipen con el tiempo las compresiones o tensiones originadas en el agua por las cargas.

De lo anterior se desprende la idea de que es en definitiva la fricción el único concepto de que hay que echar mano, en última instancia, para explicar la resistencia al esfuerzo cortante de todo tipo de suelos. Sin embargo, esta imagen peca quizá de simplista, pues en el caso de partículas de arcilla de forma laminar, en los contactos arista contra cara plana quizá se desarrollen nexos de unión suficientemente fuertes como para que haya de hablarse de una "verdadera cohesión". Empero, se considera que estos análisis quedan fuera del objetivo de este libro y que la fricción puede proporcionar un mecanismo de resistencia suficientemente claro para las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a las vías terrestres, a condición de tomar cuidadosamente en cuenta las consideraciones que se han comentado en los anteriores párrafos. En la referencia 39 podrán ampliarse considerablemente las ideas ahora apenas insinuadas.

Para terminar estas ideas sobre los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es preciso establecer el concepto de resistencia residual, que ocupa un lugar importante en los problemas de estabilidad de suelos ligados a las vías terrestres. Si se observa la Fig. 1-17.a se verá que en los materiales de falla frágil la curva esfuerzo-deformación llega a una condición en que el suelo presenta grandes deformaciones para esfuerzo prácticamente constante; este efecto, en mayor o menor medida, se observa en todos los suelos (arenas o arcillas) que presenten una resistencia máxima, siendo más acusado en tanto la arcilla esté más preconsolidada o la arena más compacta, a pesar de ser perceptible en arcillas normalmente consolidadas y en arenas relativamente sueltas. Esta resistencia, denominada última o residual, fue estudiada para arcillas por Skempton (Ref. 40). En el caso de las arenas esta resistencia ocurre con una relación de vacíos independiente de la inicial, que se tenía antes del proceso de deformación por cortante, y la deformación tiene lugar a volumen constante. La influencia del acomodo de las partículas es mínima, aunque hay evidencia de que aun juega un cierto papel, a pesar de las grandes deformaciones que han tenido lugar. En las arcillas, la resistencia residual es independiente de la historia previa de esfuerzos, como lo demuestra el hecho de que tiene igual valor para suelos naturales y remoldeados. La caída de resistencia tras la máxima, se debe tanto a una ruptura progresiva de los nexos entre las partículas, como a su reorientación en arreglos en que las partículas se disponen con sus caras paralelas.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos parcialmente saturados (tan importantes para el ingeniero de las vías terrestres por el amplio uso que hace de los suelos compactados, que generalmente caen dentro de la anterior condición), envuelven los mismos conceptos que

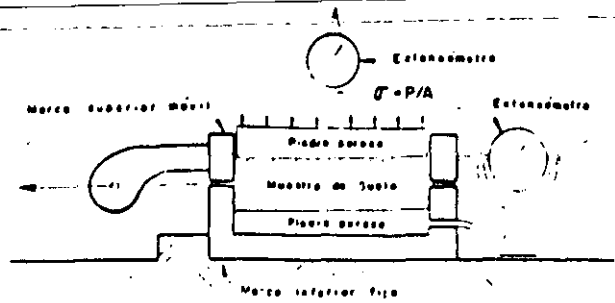


Figura 1-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

los de los suelos saturados. Sin embargo, al haber aire y agua en los vacíos del suelo, los mecanismos de generación de las presiones neutrales son mucho más complicados e involucran fenómenos de tensión capilar y presión de gases, que a su vez dependen del grado de saturación y del tamaño de los vacíos. Al nivel del conocimiento actual es prácticamente imposible determinar los esfuerzos efectivos que realmente actúan entre los granos del suelo.

C Pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

En la sección 1-10 de este capítulo ya se presentaron someramente las principales pruebas de laboratorio hoy utilizadas para medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Se trata ahora de extender ligeramente este tema, complementándolo con una descripción general de los aparatos que se emplean, pues no se cree posible llegar a una comprensión justa de las conclusiones que se establecerán en los dos párrafos siguientes sin cumplir tal prerrequisito.

El aparato de corte directo responde a la idea más intuitiva para medir la resistencia de los suelos. En la Fig. 1-46 aparece un esquema del dispositivo.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee, y se substituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ , graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

De acuerdo a como se fijen las condiciones de drenaje de la muestra, se tienen tres tipos de pruebas

- Sin drenaje, en que no se permite el drenaje de la muestra ni en la etapa de aplicación del

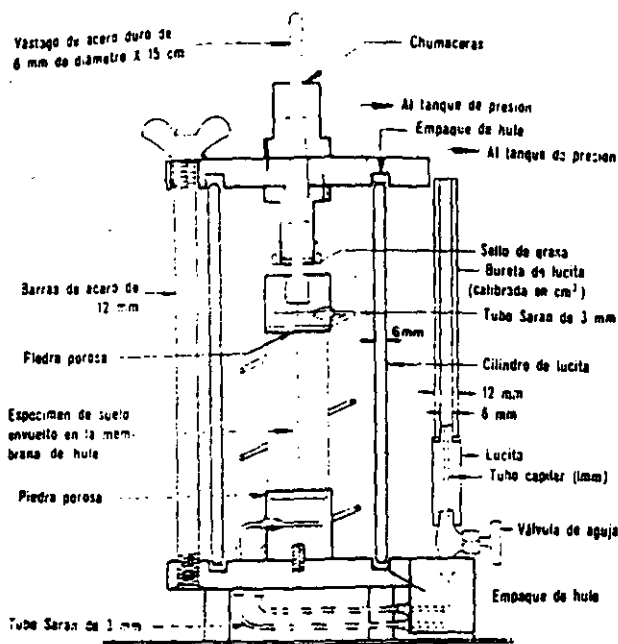


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial.

esfuerzo normal, ni en la aplicación del esfuerzo cortante.

- Con consolidación sin drenaje, en la que se permite a la muestra consolidarse durante la etapa de aplicación del esfuerzo normal vertical, hasta disipar toda presión intersticial, pero no se permite drenaje adicional durante la etapa de aplicación del esfuerzo cortante.
- Con drenaje, en la que se permite consolidación de la muestra en las dos etapas de la prueba, de manera que se disipan las presiones neutras tanto al aplicar el esfuerzo normal, como durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Las pruebas más comunes para determinar la resistencia de los suelos son, como ya se dijo, las triaxiales.

Las pruebas de compresión triaxial son más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sometidos a presiones laterales de un líquido, por lo general agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (Fig. I-47). En las bases de la muestra se colocan

pedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo Saran). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara o con cables jalados a través de la base inferior.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal, por ser hidrostática, y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_3). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_3 , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior, que ejerce una presión p sobre el espécimen; esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador"; en total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que también es principal y que vale

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p$$

En un instante dado el estado de esfuerzos se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sometido a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, el menor y el intermedio, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado, pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos planos.

Ya se vio que la resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sometido en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de los factores, tratando de reproducir las condiciones reales de este caso particular. En tal virtud, no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Podría parecer que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Los tipos de prueba de compresión triaxial que más comúnmente se realizan hoy en los laboratorios de Mecánica de Suelos son los que se describen brevemente a continuación:

Prueba lenta (símbolo L).—Con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se somete al suelo a una presión hidrostática (σ_3), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la presión hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada (símbolo R_c). Con consolidación. Sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_3 , como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo σ_3 llega a ser efectivo (σ'_3), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional de aplicación de la carga axial durante el periodo de falla. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay en principio ninguna razón para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo desviador; pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura puede tomar esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida (símbolo R). Sin drenaje.



Labrado de una muestra para pruebas.

En este tipo de prueba no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple (símbolo C_s).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Las pruebas triaxiales a que se ha hecho referencia, en las que el esfuerzo desviador se aplica por compresión del vástago, deben verse como las tradicionales históricamente hablando y como las de realización todavía más frecuente, pero en épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada,



Veleta de laboratorio.

el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero manteniendo la presión axial constante, para lo cual será preciso realizar los ajustes correspondientes en la transmisión producida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto el esfuerzo axial como el lateral.

Actualmente las pruebas triaxiales se clasifican en dos grandes grupos, de acuerdo con lo anterior: de compresión y de extensión. En las primeras, la dimensión axial disminuye y en las segundas, aumenta.

Tanto las pruebas de compresión como de extensión pueden tener diversas modalidades de laboratorio. En efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer, por ejemplo, disminuir, aumentando el esfuerzo axial, por aumento en la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral dado por el agua o, finalmente, aumentando la presión axial

disminuyendo simultáneamente la lateral. La más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión late-

ral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Análogamente existen las variantes correspondientes para las pruebas de extensión.

En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; en una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor, σ_3 .

Se han desarrollado asimismo equipos triaxiales para aplicación de tres esfuerzos principales diferentes (Ref. 41). Existen además aparatos de deformación plana (Ref. 42 y 43) en los cuales se hacen variar las deformaciones axialmente y en un sentido lateral, permaneciendo fija la dimensión del espécimen en el otro sentido lateral.

Para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos se ha desarrollado la prueba triaxial pulsante, en la cual se aplica σ_3 como en la prueba estándar, pero la σ_1 de manera cíclica.

La prueba de corte anular (Ref. 44) se realiza utilizando un aparato prácticamente idéntico al de la prueba directa con la diferencia de que el esfuerzo cortante se produce aplicando una torsión alrededor de un eje vertical y normal a la muestra; al no cambiar el área de la muestra, la prueba es muy apropiada para la determinación de la resistencia residual de los suelos.

En los aparatos de corte simple el espécimen se deforma también de un modo análogo a como se hace en un aparato de corte directo, pero de tal manera que en la deformación todas las secciones horizontales de la muestra permanecen invariables; existen principalmente dos, que se describen detalladamente en las referencias 45 y 46. Se admite que los aparatos de corte simple son más apropiados que los de corte directo para el estudio de las deformaciones de los suelos, por abarcar la zona deformada prácticamente a todo el espécimen, en lugar de una estrecha franja del mismo, lo que produce incertidumbres en el análisis de las deformaciones (Ref. 47). Los aparatos de corte simple a que se ha hecho referencia, producen estados de deformación plana, condición que se ha querido ver como representativa de la situación prevaleciente en muchos problemas reales.

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos *in situ*, es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. Sin embargo, la alteración de los suelos sometidos a la prueba dista de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual van a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada tantas veces y está afectada por algunas de sus limitaciones.

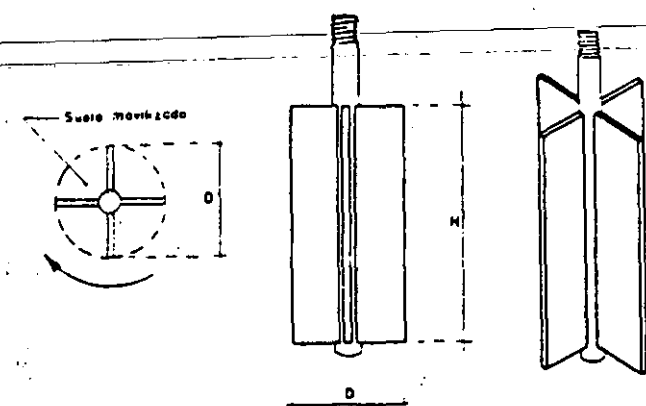


Figura 1-48. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, por lo general de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. 1-48). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Por lo general la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{R_L} = \pi D H \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{R_B} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ($M_{\text{máx}}$):

$$M_{\text{máx}} = M_{R_L} + 2M_{R_B} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y:

$$M_{\text{máx}} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s \quad (1-67)$$

De donde

$$s = \frac{M_{\text{máx}}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{\text{máx}}}{C} \quad (1-68)$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas.

Es frecuente que $H = 2D$, con lo que

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3 \quad (1-69)$$

Fácilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva, con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas, por lo que puede concluirse que la veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aun en las sueltas, la veleta introducida modifica la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por todo lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación difícil.

En las arcillas finamente estratificadas, en que capas delgadas de arcilla alternan con otras de arena fina que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación; por ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

Una veleta apropiada para medir resistencias altas ha sido operada por Marsal (Ref. 48). En la misma referencia 48 se mencionan algunos equipos de prueba actualmente en desarrollo y uso para medida de la resistencia de los suelos en el lugar.

1-14 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS GRANULARES

Según ya se vio en el párrafo anterior, los factores que afectan a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares pueden considerarse dentro de dos clases. La primera agrupa a los que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo dado, de los cuales los más importantes son la compacidad (a menudo referida a la relación de vacíos inicial o a la compacidad relativa inicial) y el esfuerzo de confinamiento (en la naturaleza o en la cámara triaxial), pero entre los que la velocidad de aplicación de la carga juega también un papel. La segunda clase de factores agrupa a aquéllos que hacen que la resistencia de un suelo granular sea diferente de la de otro suelo granular que tenga el mismo esfuerzo confinante y la misma compacidad.

Entre estos factores destacan el tamaño, la forma, la textura y la distribución granulométrica de las partículas, y su grado de sanidad y dureza, definiendo estas últimas condiciones el fenómeno de ruptura de granos, que afecta la resistencia de manera fundamental.

A continuación se analizarán algunas conclusiones que pueden considerarse de interés y que se desprenden de los resultados de pruebas de laboratorio y experiencias de campo en relación a la resistencia al esfuerzo cortante que pueden desarrollar los suelos granulares.

En primer lugar existe considerable acuerdo en que, en lo que a las aplicaciones prácticas se refiere, resulta lícito expresar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares por medio de una ecuación análoga a la 1-64, según la cual

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

en la que s representa la resistencia del suelo o, lo que es lo mismo, el máximo esfuerzo cortante que éste soporta sin falla (τ_{\max}).

En la figura 1-49 se muestran las envolventes de falla, obtenidas en pruebas triaxiales convencionales, realizadas a niveles de esfuerzos relativamente bajos para tres arenas, una suelta, otra compacta y una tercera, cementada. Se marcan los puntos correspondientes a cada prueba, que indican la combinación particular de esfuerzo normal y esfuerzo cortante máximo con que se produjo la falla en el punto. En el caso de la arena suelta, se observa que se define una envolvente de falla que es prácticamente una línea recta que pasa por el origen; lo que es lo mismo, el material satisface una ley del tipo de la ecuación 1-64 y el ángulo de fricción interna de la arena (ϕ) puede obtenerse precisamente del conjunto de pruebas.

En el caso de la arena compacta, los puntos resultantes definen en realidad una línea curva, no muy diferente de una recta que pase por el origen, con el ángulo de inclinación ϕ_c . Para fines prácticos es razonable asimilar la curva a una recta que cumpla con las condiciones de la ley (1-64) y en tal caso podrá calcularse de las pruebas el ángulo ϕ_c (estado compacto), necesario para poder aplicar la ecuación (1-64) a los problemas de campo.

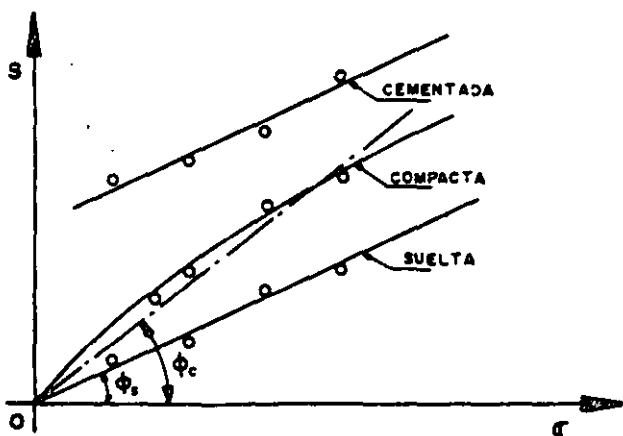


Figura 1-49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

En el caso de las arenas cementadas podrá tenerse una ley como las anteriores, según sean sueltas o compactas; la diferencia estriba en la resistencia que exhibirá la arena bajo presión normal exterior nula, por efecto de la cementación (ordenada en el origen), lo que hace que la resistencia en estas pruebas quede mejor expresada por una ley del tipo (1-66), pudiéndose calcular c y ϕ de las pruebas triaxiales efectuadas y teniendo en cuenta que c representa un efecto de cementación antes que cualquier clase de cohesión.

Las ideas anteriores permiten obtener expresiones manejables para la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas, en forma aproximada y apropiada para niveles de esfuerzos relativamente bajos. Cuando éstos aumentan, el anterior panorama simplista se complica, según se discutirá más adelante.

Es evidente que es el efectivo el esfuerzo que debe tomarse en cuenta en la aplicación de las anteriores leyes de resistencia en arenas. Si la arena está saturada, podrán aparecer por carga exterior o por flujo presiones en el agua, u . En tal caso, si, como es frecuente en la práctica, la presión normal con que haya de entrarse en la fórmula 1-64 se calcula como esfuerzo total, es decir a partir del peso específico del suelo saturado, γ_m , que involucra el peso del suelo y del agua contenida, deberá escribirse la ecuación 1-64 en cualquiera de las dos formas.

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi \quad (1-70)$$

donde $\bar{\sigma}$ representa el esfuerzo efectivo y σ al total, según se han definido anteriormente. La experiencia de laboratorio ha demostrado que el valor de ϕ cambia relativamente poco entre la arena seca y la arena saturada; el verdadero cambio en la resistencia de la arena estriba en la aparición de la presión neutral intersticial u , que si es importante puede reducir la resistencia en forma substancial. Si la arena estuviera "seca", a la profundidad z dentro de la masa se tendría, para fines de resistencia, una presión normal.

$$\bar{\sigma} = \sigma = \gamma z$$

Si el nivel freático sube hasta la superficie de la arena, el valor γ , aumenta al valor γ_m , que es mayor; pero si se desarrollan en el agua presiones neutrales de valor u , el esfuerzo disponible para la resistencia será:

$$\bar{\sigma} = (\sigma - u) = \gamma_m z - u$$

Si u es suficientemente grande, la resistencia puede reducirse a un valor despreciable. Puede verse entonces claramente la influencia del agua y de las presiones que pueda desarrollar en los problemas de estabilidad de tierras. Las fluctuaciones en el nivel freático o el flujo de agua a través de los suelos son causas comunes del desarrollo de presión neutral.

Si la presión neutral aumenta lo suficiente, la diferencia $\sigma - u$ puede llegar a ser cero, y la arena ha-

brá perdido toda su resistencia, pasando a comportarse como un fluido pesado. Esta condición está ligada no sólo a la causa que provoque u , como podría ser el flujo de agua, sino a características de la propia arena; en arenas finas y uniformes o en limos sin cohesión, la permeabilidad es relativamente baja y cualquier presión neutral que se desarrolle tendrá dificultades para disiparse, siendo estos suelos los que presentan más riesgo de disminuir o anular su resistencia por este concepto. Las arenas gruesas y las gravas pueden llegar a la condición de resistencia nula sólo si el flujo es suficientemente grande.

Cuando las arenas se deforman bajo esfuerzo cortante, su volumen cambia; si la arena está saturada, tal cambio debe ir acompañado de una nueva distribución del agua en los vacíos. Si la permeabilidad del suelo es alta o los cambios anteriores ocurren muy lentamente, sólo aparecerán presiones neutrales muy pequeñas sin mayor influencia en la resistencia; pero si los cambios son muy rápidos o la permeabilidad es relativamente baja se podrá llegar por efecto acumulativo a grandes presiones neutrales, quedando la resistencia muy afectada.

Los suelos compactos se expanden al deformarse, según ya se dijo, lo cual tiende a producir tensiones intersticiales, con valor límite igual a la máxima tensión capilar del suelo; este efecto produce un aumento temporal en la resistencia del suelo.

En las arenas sueltas, la deformación bajo cortante produce disminución de volumen y el agua genera presión neutral. El valor límite de u es ahora la presión de confinamiento del suelo (σ_3) y el mínimo esfuerzo efectivo a que puede llegarse es:

$$\bar{\sigma} = \sigma_3 - u$$

Cuando la arena se deforma por cortante, las presiones neutrales se desarrollan al principio sólo en la zona de deformación; depende de la permeabilidad y de las condiciones de movimiento interno del agua el que la presión neutral se mantenga o se propague por la masa de arena. Este debilitamiento del suelo más allá de la zona inicialmente deformada transmite las condiciones de falla y contribuye a generar más presiones neutrales en el agua, de manera que puede tender a producirse un verdadero mecanismo de falla progresiva. A estos fenómenos están ligados muchos deslizamientos de tierra importantes.

Cargas relativamente pequeñas pueden generar condiciones de falla por desarrollo de presión neutral, en condiciones apropiadas, cuando la carga actúa repetidamente en forma más o menos cíclica. Cada aplicación de carga produce un incremento en la presión neutral; si las condiciones de granulometría y permeabilidad no permiten que ésta se disipe antes de la siguiente aplicación, se tendrán las condiciones propicias para el desarrollo de una falla. Este es el caso que puede llegar a presentarse bajo una cimentación de una máquina que transmita vibraciones; también es el caso de explosiones y temblores de tierra durante o después de los cuales pue-

de presentarse el efecto de resistencia nula con desastrosas consecuencias (licuación).

La tensión capilar puede introducir diferencias en la resistencia al esfuerzo cortante de la arena, respecto al estado seco. En las arenas húmedas pueden desarrollarse meniscos entre los granos y generarse altos esfuerzos de tensión capilar en el agua, a los que corresponderán fuertes compresiones entre los granos, lo que equivale a un aumento de la presión efectiva y, por lo tanto, de la resistencia. Este es el efecto de cohesión aparente debida a la capilaridad, responsable de que muchos tréncos de arena parcialmente saturada se mantengan prácticamente con talud vertical. Naturalmente este no es un efecto permanente, y si el ingeniero confía en él, se enfrentará a una falla casi segura cuando la arena pierda el agua por evaporación o cuando se sature por cualquier razón.

Como ya se dijo, la ley de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares puede aproximarse a una línea recta (ecuación 1-64) de un modo bastante razonable en la práctica, siempre y cuando los esfuerzos normales actuantes en el plano de falla y en el instante de la falla se mantengan a bajo nivel. No hay una frontera específica para definir alto o bajo nivel de esfuerzo; en la Ref. 49 Lambe y Whitman mencionan experimentos en que ese límite se definió entre valores que quizá puedan situarse entre 5 y 10 kg/cm², dependiendo mucho, como quedó establecido, de la compacidad del suelo granular. Cuando el nivel de esfuerzo normal en la superficie de falla se combina con la compacidad de manera que se tienen envolventes de resistencia más curvas (a un grado que la aproximación a la recta se haga con una falta de precisión que se considere indeseable), puede procederse de alguna de las tres maneras siguientes. En primer lugar puede trabajarse con la envolvente curva obtenida en las pruebas, lo que seguramente complica cualquier cálculo que haya de hacerse con base en tal envolvente. En segundo lugar, puede aproximarse a una línea recta solamente la parte de la envolvente curva comprendida entre los valores extremos de la presión normal en el plano de falla que se considere actuarán en el problema específico que se está analizando; esto llevará seguramente a la obtención de una ley de resistencia del tipo de la ecuación 1-66, pues la prolongación de la aproximación recta puede cortar al eje τ por arriba del origen; naturalmente que el valor de c así obtenido tiene poco que ver con el concepto de cohesión ya discutido y no debe verse más que como un parámetro de cálculo. En tercer lugar puede trabajarse con la ecuación 1-64, pero considerando en ella a ϕ variable y dependiente de la presión de confinamiento en la falla [$\phi = f(\sigma_3)$], si bien este método se considera poco cómodo para los cálculos prácticos.

Abandonando el examen del panorama general que hasta ahora se ha tratado, se concluirá este breve análisis sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos fraccionantes, tal como se considera que puede encontrarse por experimentación de laborato-

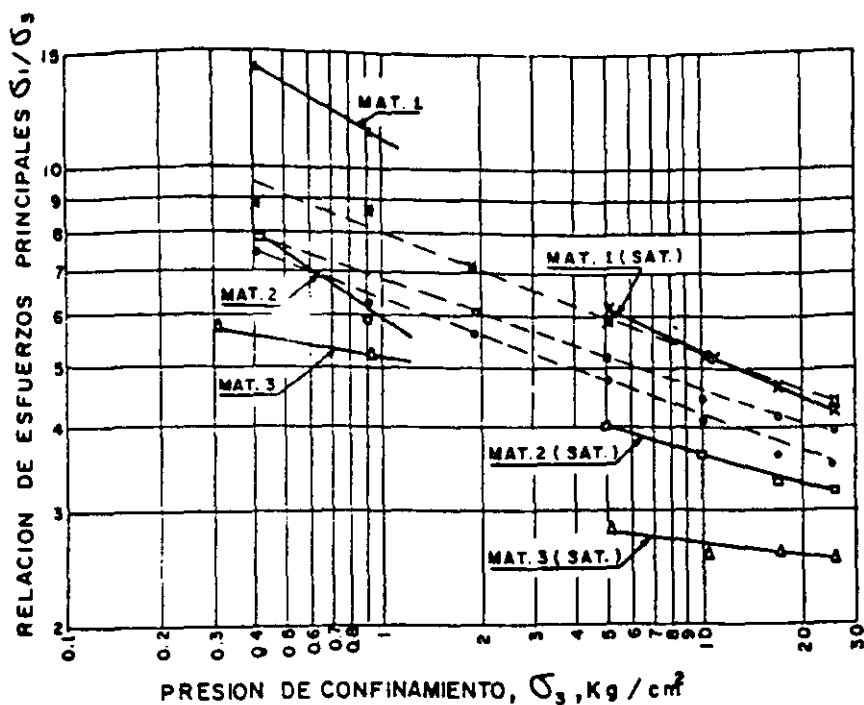


Figura I-50. Relación entre el cociente σ_1/σ_3 en la falla y σ_3 para tres materiales granulares (según Ref. 24).

rio, haciendo algunas consideraciones sobre la influencia en los resultados de las pruebas de algunos de los factores que influyen en dicha resistencia, los cuales han sido mencionados al principio de éste y en párrafos precedentes.

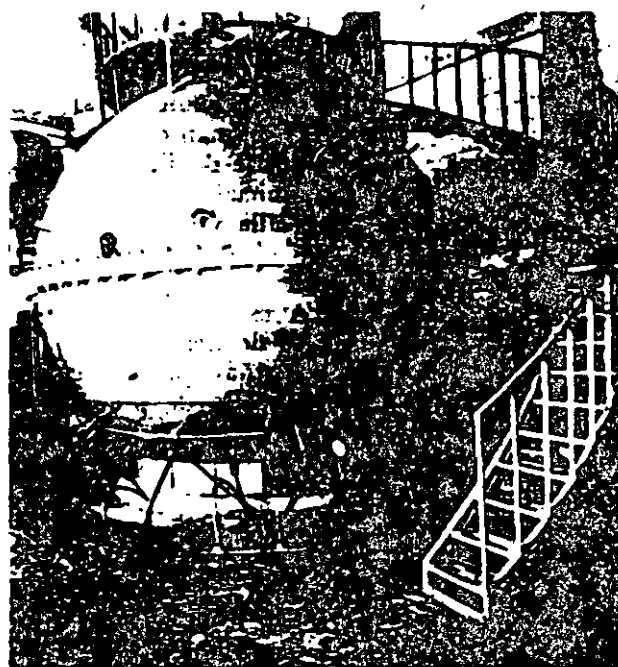
Se considerará en primer lugar el efecto del esfuerzo confinante σ_3 utilizado en la prueba. Ya se ha dicho que dicho esfuerzo es fundamental para definir la resistencia adicional que muestra el suelo granular por efecto de acomodo; cuando el esfuerzo confinante aumenta, la componente de resistencia por efecto de acomodo disminuye, a causa de que las partículas se alisan en los puntos de contacto e incluso se rompen. Esta tendencia se muestra claramente en la Fig. I-50, presentada por Marsal en la Ref. 24.

La figura presenta resultados para los tres materiales de enrocamiento ya mencionados en el párrafo I-11. Aparecen dos series de pruebas; a la izquierda, con presiones de confinamiento relativamente bajas (hasta 1 kg/cm^2), las hechas en el aparato triaxial con muestras de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura, y a la derecha, las realizadas en el aparato triaxial gigante, con presiones de confinamiento hasta de 25 kg/cm^2 . En ambos casos es notable la tendencia señalada de disminución del efecto de acomodo con el aumento de σ_3 .

Las pruebas de la izquierda se hicieron sobre especímenes secos, en tanto que las de la derecha sobre especímenes saturados; el cambio de inclinación y tendencia de las líneas obtenidas indica el efecto de la saturación sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares (para ver esto, téngase en cuenta que la escala en que se ha dibujado σ_3 es logarítmica). La relación de vacíos inicial o la compacidad inicial influye decisivamente en la resistencia al esfuerzo cortante, siendo ésta ma-

yor a menor relación de vacíos o mayor compacidad relativa iniciales. La Fig. I-51 (Ref. 49) ilustra esta tendencia para una arena particular. En la figura se muestra también el valor de ϕ_{μ} ángulo de fricción del material partícula-partícula en el sentido mecánico del término, el cual es naturalmente independiente de la compacidad inicial.

La relación de vacíos inicial de un suelo dado parece, en cambio, no tener influencia en el valor



Cámara triaxial empleada para estudiar suelos granulares, gruesos y graves.

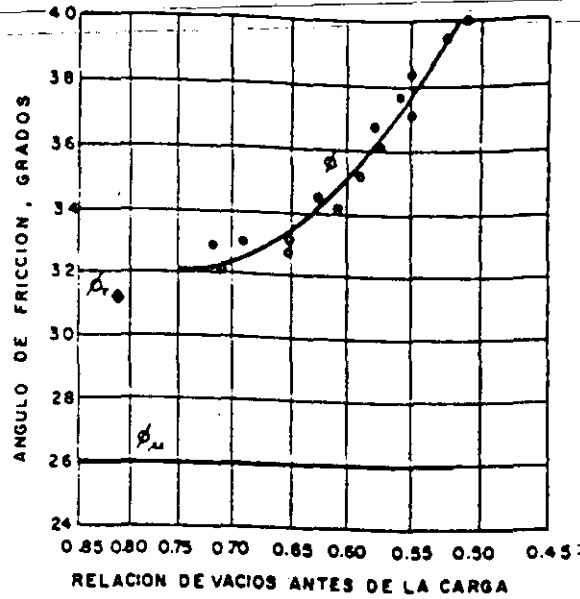


Figura I-51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina (según Ref. 49).

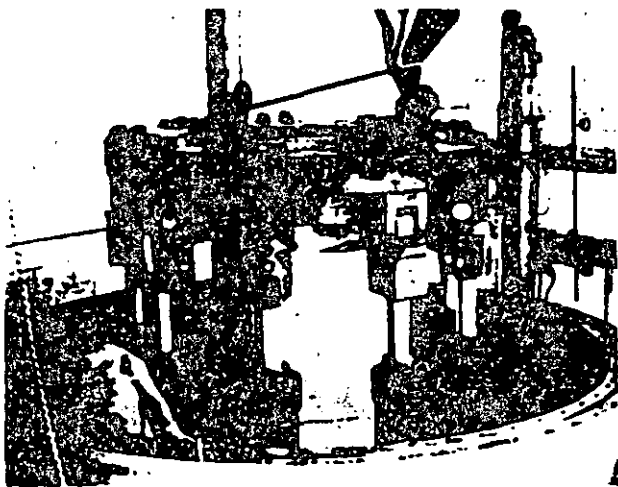
del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia residual o última de dicho suelo, así como tampoco en la relación de vacíos con que se llegue a ese estado residual, en el cual el suelo se deforma a volumen constante y con esfuerzo desviador también constante. Este ángulo de resistencia residual es mayor que ϕ_u y aparece señalado en la Fig. I-51 para la arena particular que en ella se trata.

En la Fig. I-52 (Ref. 49) se muestra la relación entre el ángulo de fricción interna, ϕ y la relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

Puesto que los valores de ϕ_u que definen el efecto de fricción partícula contra partícula únicamente, varían relativamente poco entre partículas de diferentes tamaños de los distintos minerales que com-

ponen los suelos granulares reales, se sigue que las diferencias grandes que se observan en ϕ para una relación de vacíos inicial dada, han de deberse al efecto de acomodación de los granos.

La composición granulométrica del suelo granular afecta su ángulo de fricción interna de dos maneras. En primer lugar afecta la relación de vacíos que se alcanza con una energía de compactación dada, si se compacta el suelo, como es tan frecuente,



Cámara triaxial empleada para el estudio de gravas y fragmentos de roca (vista interior).

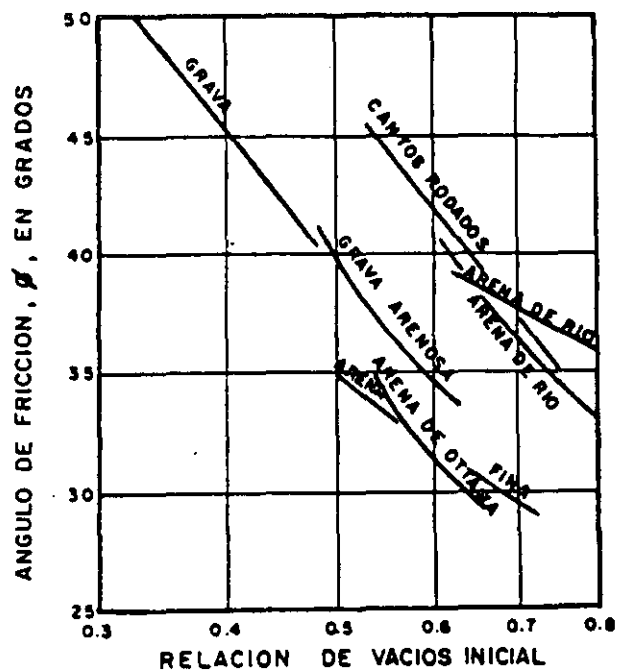


Figura I-52. Valores del ángulo ϕ vs. relación de vacíos inicial en varios suelos granulares (según Ref. 49).

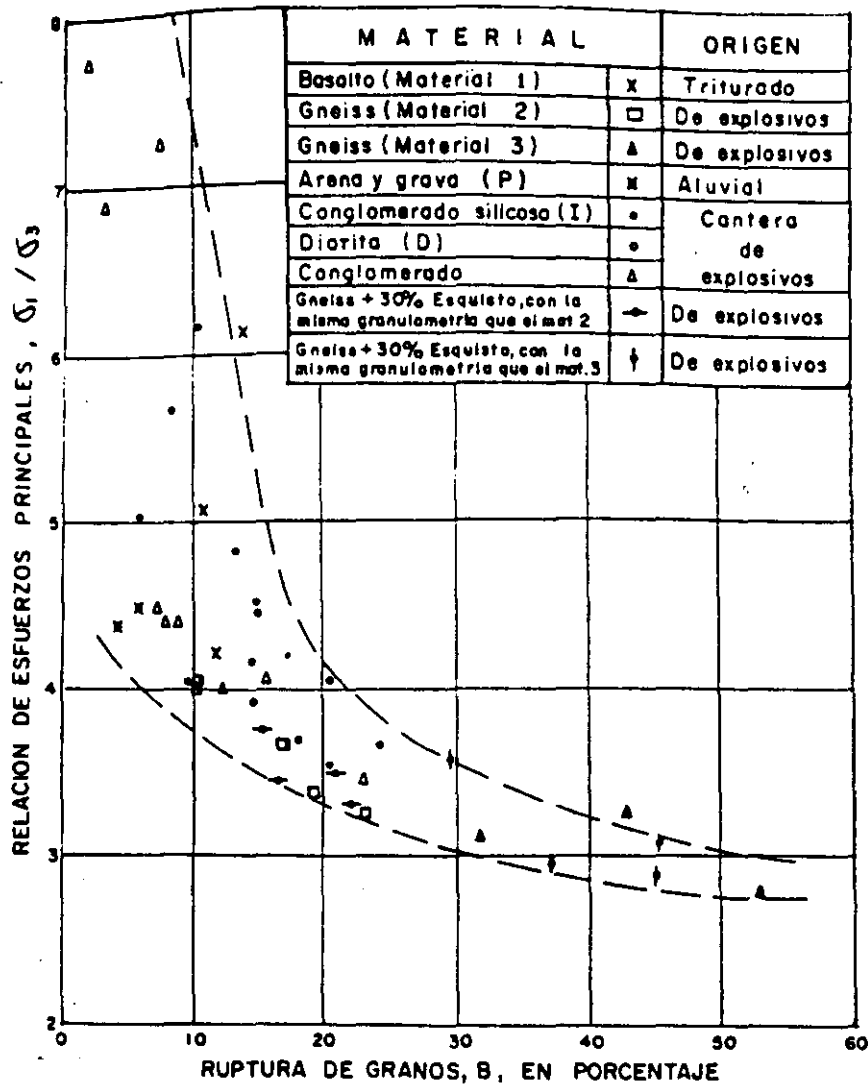


Figura 1-53. Correlación de la razón σ_1/σ_3 en la falla y la ruptura de los granos (según Ref. 24).

y segundo, afecta, según se ve en la Fig. 1-52, al valor de ϕ que se alcanza con una relación de vacíos inicial dada. Para un problema práctico específico (por ejemplo, la construcción de un terraplén), el efecto de la composición granulométrica del suelo puede estudiarse haciendo series de pruebas triaxiales y determinando ϕ para varias granulometrías, compactando siempre la arena con la misma energía.

El procedimiento más común para determinar ϕ en el lugar es por medio de correlaciones con resultados de pruebas de penetración, razón por la cual el estudio de tales correlaciones es tan importante. Más adelante se insistirá sobre este importante aspecto.

Finalmente, parece conveniente puntualizar algo sobre la influencia ya tratada del fenómeno de la ruptura de granos en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares. A medida que el coeficiente B de ruptura aumenta, puede notarse una disminución de la resistencia en todos los materiales investigados por Marsal (Ref. 24). Al respecto son de interés los datos contenidos en la Fig. 1-53. En esa figura puede verse también cómo al aumentar la

presión confinante, σ_3 , aumenta la ruptura de los granos.

Entre los fenómenos que afectan la ruptura, Marsal menciona la presión de confinamiento, la distribución granulométrica, el tamaño medio y la forma de las partículas, la relación de vacíos y, desde luego, la naturaleza y sanidad de los granos.

La razón por la que la ruptura ocurre en mayor grado al aumentar el esfuerzo de confinamiento, σ_3 , se cree que radica en las altas fuerzas que actúan en los puntos de contacto entre las partículas; éstas aumentan con el tamaño medio y con el coeficiente de uniformidad. Marsal (Ref. 50) ha comparado estas fuerzas intergranulares para una arena típica y un enrocamiento, ambos bajo una presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 , y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el enrocamiento que en la arena común, lo cual explica muchas de las diferencias de comportamiento encontradas entre esos materiales en la práctica; este hecho señalado por Marsal no debe ser olvidado por ingenieros que trabajen con enrocamientos, sea en lo relativo a resistencia o a compresibilidad.

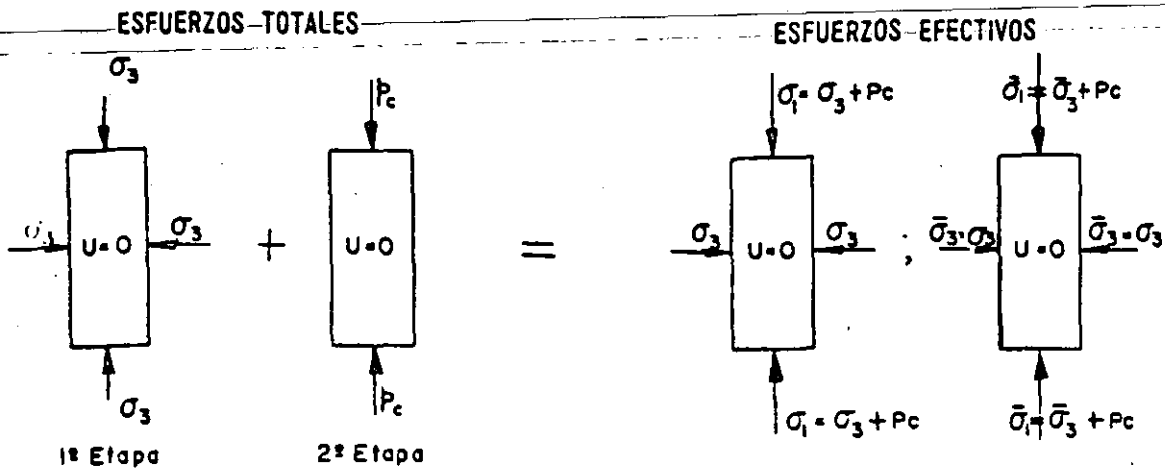


Figura I-54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

1.13 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS COHESIVOS

A. Suelos saturados

Se analizan a continuación las conclusiones básicas que permiten llegar los resultados de las diferentes pruebas triaxiales en suelos saturados. Como ya se ha indicado en el párrafo I-13, cada prueba triaxial representa unas circunstancias específicas de trabajo, en lo referente a condiciones de consolidación y drenaje principalmente, antes que una división sencilla o basada en la simple metodología de trabajo. A continuación se analizan los resultados de cada una de las pruebas por separado, con referencia al tipo más tradicional de prueba de compresión.

1. Prueba lenta.—Condición drenada. Como queda dicho, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, el espécimen queda sometido a presión de agua (σ_3) actuante en todas direcciones, y en la segunda etapa se le lleva a la falla con incrementos de carga axial p (esfuerzo desviador). En la figura I-54 (Ref. 47) se muestra esquemáticamente la distribución de esfuerzos totales y efectivos en la prueba.

En esta prueba no hay cambios en los esfuerzos neutrales y cualquier aumento en el esfuerzo total produce el correspondiente aumento en el esfuerzo efectivo. Durante ella el suelo se consolida, disminuyendo su relación de vacíos y su contenido de agua. Aunque el mecanismo de esta consolidación es esencialmente el mismo descrito al tratar de compresibilidad de suelos cohesivos, la curva de compresibilidad es ahora diferente, por ser distinto el campo de los esfuerzos actuantes. El efecto del anillo de confinamiento que se tiene en la prueba de consolidación convencional impone la condición de que las defor-

maciones en las dos direcciones horizontales son nulas ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$) y de que los esfuerzos principales en tales direcciones son iguales entre sí e iguales a una fracción, K , del esfuerzo normal principal vertical, σ_1 ($\sigma_2 = \sigma_3 = K\sigma_1$). Así, si se hiciesen sucesivas pruebas de consolidación convencional para cargas verticales crecientes, se obtendrían los círculos de Mohr que se muestran en la figura I-55 (Ref. 51).

Se denomina trayectoria de los esfuerzos actuantes sobre un cierto plano particular al lugar geométrico de un punto de los sucesivos círculos de Mohr, obtenidos al hacer un conjunto de pruebas, que representa a la combinación de esfuerzos normales y cortantes actuantes en cada prueba sobre dicho plano. En la Fig. I-55 se dibujó la trayectoria de esfuerzos para tres pruebas sucesivas de consolidación unidimensional escogiendo como plano de interés aquel en que se presenta el esfuerzo cortante máximo (línea I-2-3). Puede verse que la trayectoria de esfuerzo es una recta.

En la prueba lenta, las cosas son diferentes a la prueba de consolidación unidimensional convencional, en el sentido siguiente: La consolidación del espécimen durante la primera etapa suele ser isotrópica ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Después de la consolidación en la primera etapa, se aumenta el esfuerzo desviador,

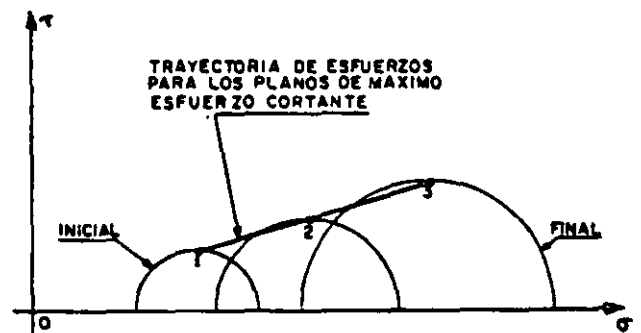


Figura I-55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

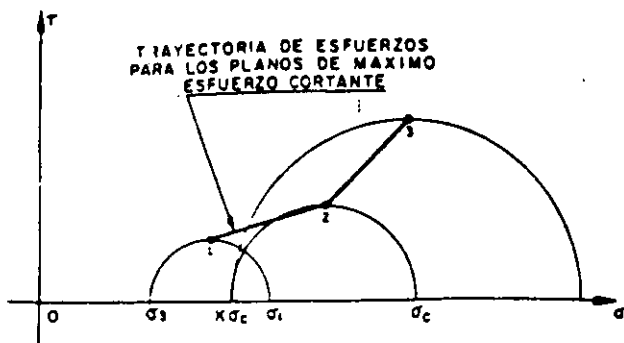


Fig. 1-56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

manteniendo constante el esfuerzo lateral, σ_3 , dado por el agua. En la Fig. 1-56 (Ref. 51) se muestra una trayectoria típica de esfuerzo en el plano de corte máximo (para tener datos comparables a los de la Fig. 1-55).

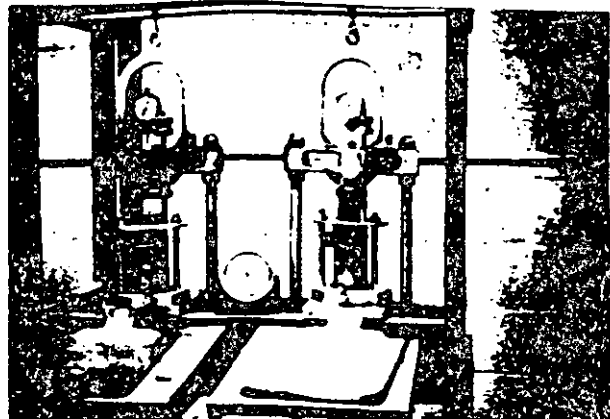
Las pruebas de la Fig. 1-56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo σ_1 con agua y un esfuerzo normal σ_3 , mayor que σ_3 , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ($\sigma_1 > \sigma_3 = \sigma_3$), lo cual también es práctica común en los laboratorios. A continuación se aplicó al espécimen un esfuerzo desviador σ_2 , igual a la carga de preconsolidación del suelo, variando la presión de la cámara a un valor $K\sigma_c$, y permitiendo la consolidación del espécimen bajo esos esfuerzos; así se obtuvo el estado de esfuerzos efectivos representado por el círculo 2. En seguida y ya sin variar el esfuerzo de cámara $\sigma_3 = K\sigma_c$, se pasó a la segunda etapa de la prueba, aplicando al suelo un esfuerzo vertical, por el vástago, σ_1 , para obtener el círculo 3.

La trayectoria de esfuerzos para el plano de corte máximo es ahora 1-2-3, diferente de la mostrada en la Fig. 1-55 para el caso de la prueba de consolidación, lo cual es lógico si se piensa que en aquel caso existe un rígido confinamiento lateral, que no se tiene en el caso de la prueba triaxial.

Cada día se hace un uso más extenso de los resultados de la consolidación triaxial, que suelen expresarse en gráficas esfuerzo vertical-deformación vertical (o asentamiento).

En general, existe la tendencia a pensar que los resultados de la consolidación triaxial pueden ser más apropiados para describir el asentamiento de estratos gruesos de arcillas o limos plásticos, pero todavía está muy extendido el uso de la consolidación convencional para definir la compresibilidad de todo tipo de suelos cohesivos.

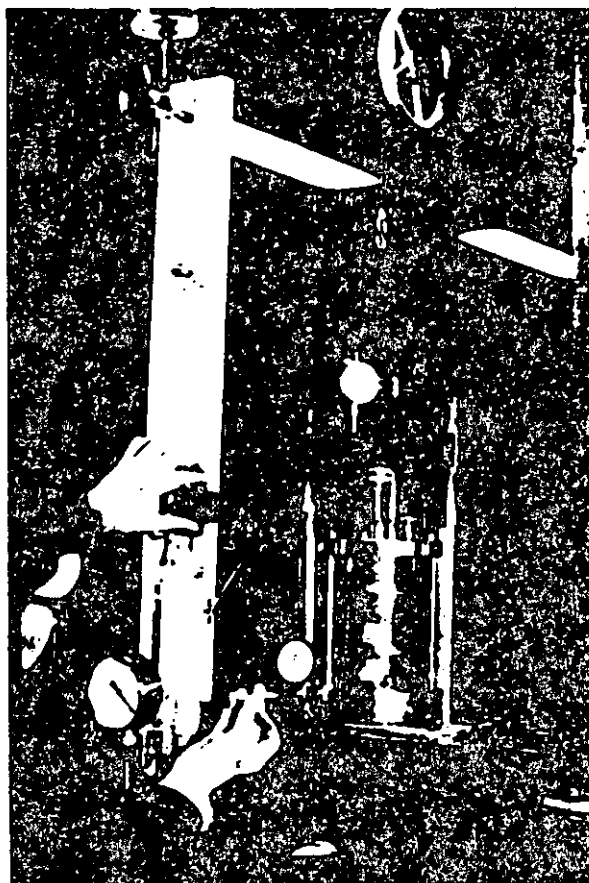
Como un resultado de la consolidación triaxial, durante una prueba lenta (drenada) se reducen en la muestra tanto el espaciamiento entre las partículas, como el contenido de agua; por tal motivo se hacen más fuertes los nexos entre las partículas, en forma proporcional al esfuerzo confinante y, por ello, la resistencia aumenta proporcionalmente al esfuerzo confinante efectivo; a esta situación corresponde una envolvente de resistencia, obtenida en una secuela de



Cámaras triaxiales.

varias pruebas, con esfuerzos crecientes, que sea una línea recta que pase por el origen (Fig. 1-57).

El ángulo ϕ se denomina ángulo de resistencia o de fricción interna del suelo cohesivo y suele variar entre 20° y 30° . Los valores más altos suelen estar asociados a arcillas con valores de índice de plasticidad entre 5 y 10 y los más bajos a índices mayores de 50 ó 100, lo que verifica el efecto de la repulsión



Banco con cámara triaxial y aparato medidor de presión de poro.

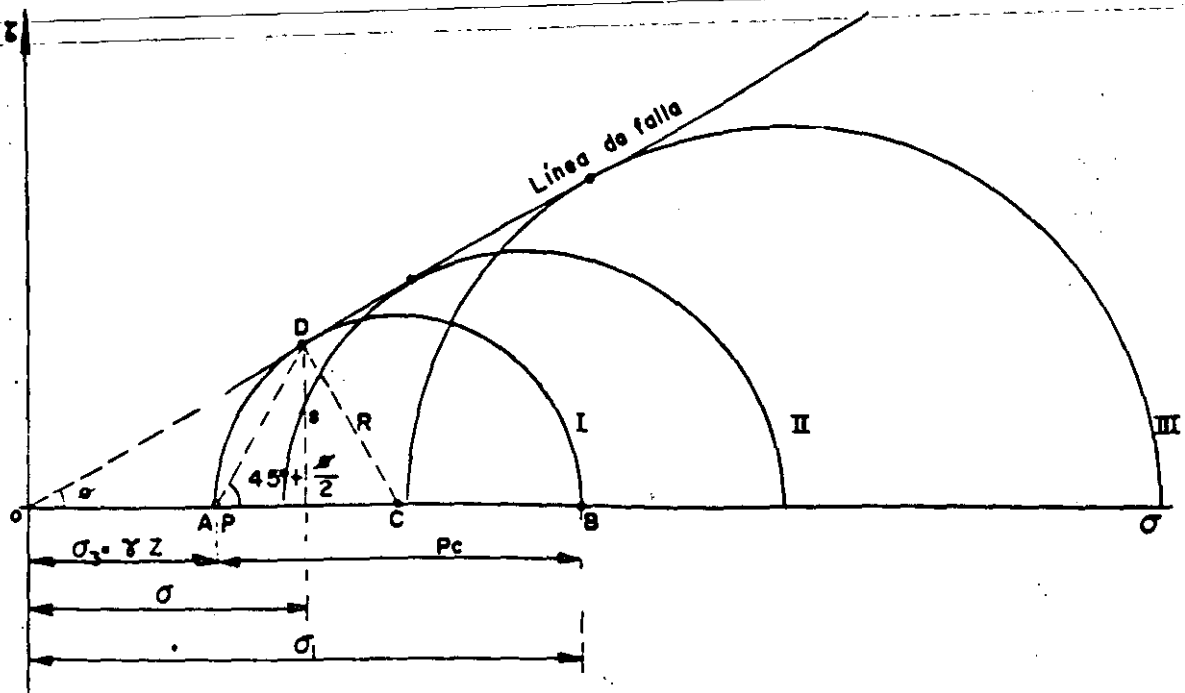


Figura I-57. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

entre partículas y del agua adsorbida sobre los nexos entre los cristales, pues a altos índices de plasticidad se tienen las condiciones más desfavorables en tales conceptos.

Cuando una arcilla se carga en la cámara triaxial con esfuerzos menores que su carga de preconsolidación ($\sigma_1 < \sigma_c$), aun cuando pueda haber tendencia a la expansión con absorción de agua, sus partículas no vuelven a su espaciamiento original y la relación de vacíos no alcanza tampoco el valor original, anterior a la consolidación bajo σ_c . Por lo anterior, las fuerzas atractivas entre las partículas no se reducen tanto como podrían hacerlo y, en consecuencia, la resistencia a esfuerzos menores que la carga de preconsolidación ya no es proporcional al esfuerzo efectivo de confinamiento, sino algo mayor; esto hace que la envolvente de resistencia (Fig. I-57) se aparte de la recta y se desarrolle sobre ella para valores del esfuerzo aplicado menores que σ_c . Naturalmente que ese tramo no recto de la envolvente representa el comportamiento en cuanto a resistencia en prueba drenada. De esta manera, la resistencia de una arcilla en prueba drenada puede representarse por la expresión

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

para valores de la carga arriba de la carga de preconsolidación (condición de suelo normalmente consolidado), y por la expresión

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi_A \quad (1-66)$$

para valores de la carga menores que la carga de preconsolidación (condición de suelo preconsolida-

do). Naturalmente que en este último caso c y ϕ_A habrán de obtenerse haciendo una aproximación a una línea recta en la envolvente curva, por lo que no puede considerarse que signifiquen más que parámetros de cálculo sin un significado teórico preciso.

La resistencia drenada de un suelo cohesivo, tal como se obtiene en una prueba lenta, representa la resistencia que el suelo desarrollará cuando quede sometido a cambios de esfuerzos, de manera que el suelo llegue a consolidarse por completo bajo los nuevos; esto implica las condiciones de drenaje apropiadas y el transcurso del tiempo suficiente. Representa la resistencia que se alcanzará en un caso real a largo plazo en condiciones ordinarias en que no existe un impedimento especial a la consolidación del suelo bajo los esfuerzos que se le apliquen. La resistencia drenada también debe usarse en la resolución de los problemas prácticos que se haga con el método de los esfuerzos efectivos, el cual se describe con detalle más adelante y en el que se determinan las condiciones de falla a partir de los esfuerzos totales y de la presión neutral; es particularmente útil en los problemas en que ocurran cambios complicados en las condiciones de carga y en los movimientos del agua en el subsuelo.

2. Prueba rápida consolidada. Condición con consolidación y sin drenaje.

En esta prueba se establece más marcadamente que en la lenta la distinción entre la primera etapa, con consolidación bajo los esfuerzos aplicados usualmente en condición hidrostática ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), pero a veces en alguna condición anisótropa, y la segunda etapa, de falla, en la que se carga al espécimen con un esfuerzo desviador aplicado sin permitir

drenaje y, por lo tanto, con consolidación adicional. A medida que se aplica el esfuerzo desviador se va desarrollando presión neutral en el agua intersticial, por lo que durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de dicha presión neutral.

En la figura 1-58 se muestra la distribución de los esfuerzos totales y efectivos en esta prueba.

El esfuerzo principal total mayor en la falla es $\sigma_1 = \sigma_3 + p'_c$ y el total menor es σ_3 . Es fundamental para la comprensión de la prueba el valor que alcance la presión neutral, u , que se desarrolle en la etapa de carga axial. En arcillas normalmente consolidadas, el valor de u depende sobre todo de la sensibilidad de la estructura; es decir, de la facilidad con que ésta se degrada con la deformación bajo cortante. Si el suelo se comportara de un modo perfectamente elástico se tendría

$$u = \frac{p'_c}{3}$$

según se hace ver en la Ref. 47. En realidad existen en el suelo efectos plásticos que apartan su comportamiento del puramente elástico; las pérdidas de estructuración hacen que dicha estructura transmita al agua lo que ella deja de tomar como presión efectiva. En suelos de sensibilidad baja y media se han medido en la falla presiones neutrales comprendidas

entre $\frac{p'_c}{2}$ y p'_c al finalizar la etapa de carga de una

prueba rápida consolidada, en tanto que en suelos altamente sensibles se puede llegar a $1.5 p'_c$. A primera vista pudiera parecer paradójico obtener $u > p'_c$; es decir, que en la segunda etapa de la prueba el agua desarrolle en la falla presiones mayores que el esfuerzo vertical total aplicado, pero la paradoja se desvanece al tomar en cuenta la desintegración parcial de la estructura sólida por la deformación que

tiene lugar en arcillas muy sensibles y que afecta incluso su capacidad de resistir las presiones hidráulicas en la cámara, correspondientes a la primera etapa de la prueba (que son efectivas en la segunda); así, el agua no sólo ha de tomar todo el esfuerzo desviador, sino que se ve obligada a cooperar para resistir la presión hidrostática.

Una ecuación general para representar la presión neutral es:

$$\Delta u = A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (1-71)$$

En esta relación A es un coeficiente de presión de poro que describe el efecto del cambio de la diferencia entre los esfuerzos principales (Refs. 47, 52 y 53). Para muchas arcillas saturadas no consolidadas A vale aproximadamente 1. Para arcillas fuertemente sobreconsolidadas o mezclas compactas de arena y arcilla, el aumento de esfuerzo cortante descrito por la diferencia $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$, produce un aumento de volumen similar al que ocurre en las arenas compactas cuando se deforman en cortante. Para tales suelos $A < 0$. En las arcillas ligeramente sobreconsolidadas A varía de 0.25 a 0.75. En las arcillas sensibles, como se vio, A podrá tener valores mayores que 1. En cada caso, el valor correcto de A habrá de ser determinado en pruebas en que se mida la presión neutral en el instante de la falla incipiente.

Si se hacen varias pruebas rápidas-consolidadas con esfuerzos crecientes a varios especímenes de un mismo suelo, será posible dibujar círculos de Mohr en un diagrama $\tau - \sigma$ y obtener la envolvente de resistencia del suelo. Esto puede hacerse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales, que el operador conoce en todo momento de la prueba y en la falla en particular, y otra a partir de los esfuerzos efectivos, para trazar la cual será preciso conocer la presión neutral, cuando menos en el instante de la falla incipiente. Esto puede hacerse hoy con bastante facilidad, pues u se puede estimar por métodos teóricos (Ref. 47), o en pruebas en que

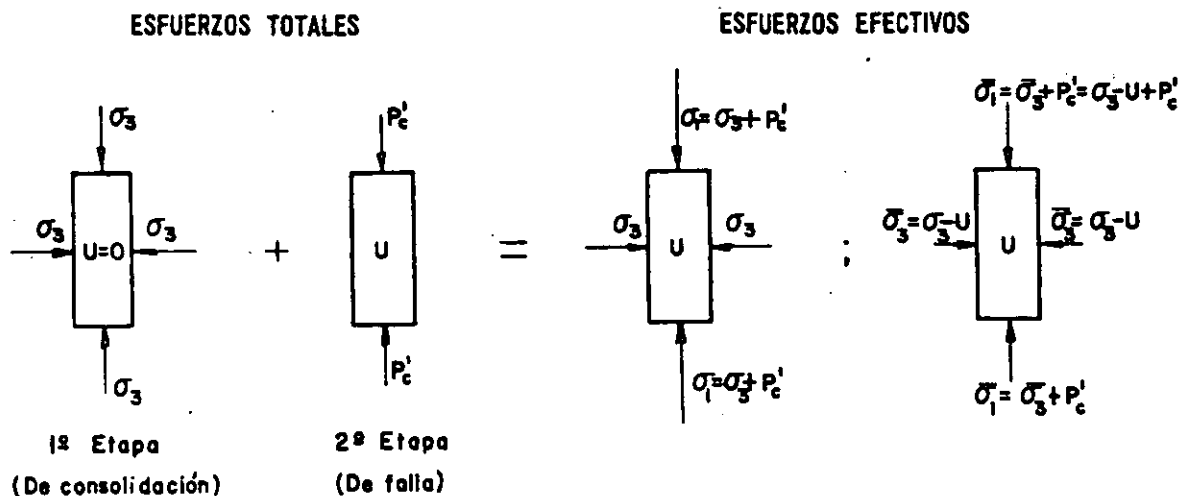


Figura 1-58. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida consolidada.

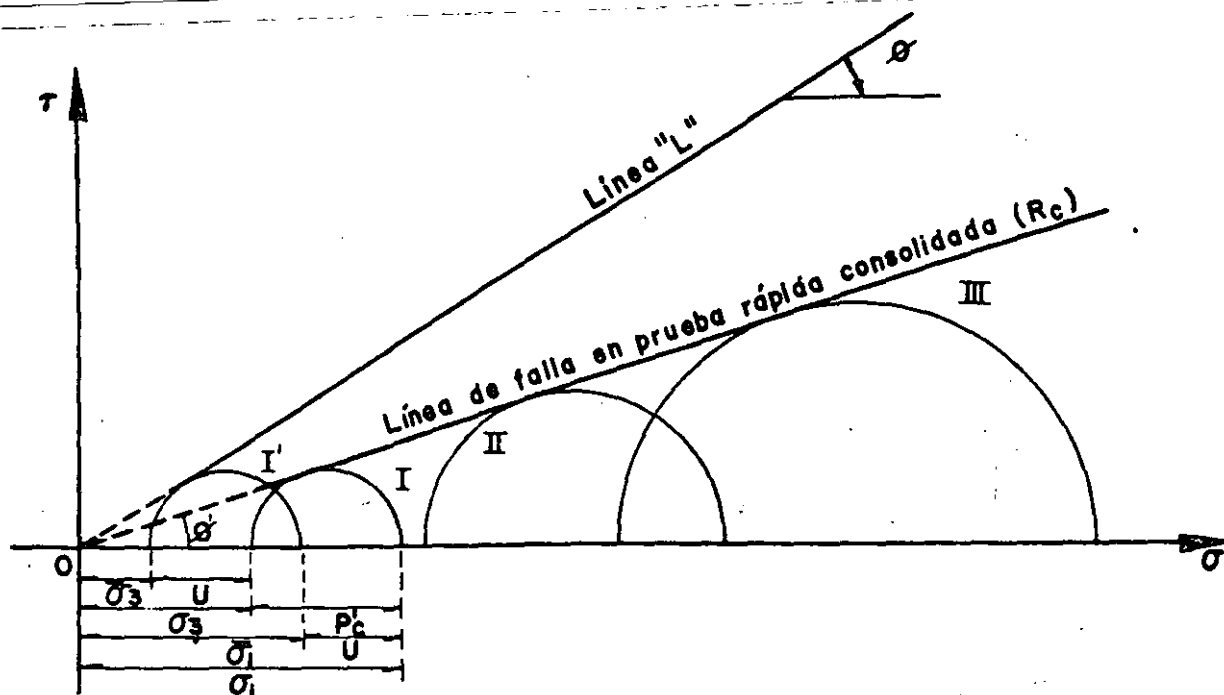


Figura I-59. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

se mida la presión neutral directamente en la cámara triaxial (Ref. 52). La Fig. I-59 muestra las envolventes obtenidas en ambos casos. Razonando igual que en el caso de la prueba drenada, puede comprenderse la razón por la que las envolventes son rectas por arriba de la carga de preconsolidación, σ_c , abajo de la cual, el suelo exhibe una resistencia algo mayor que la correspondiente a la envolvente recta.

Al efectuar pruebas con medición de presión neutral, puede concluirse que es bastante correcto suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en pruebas drenadas.

Si para el trabajo se adopta el criterio de los esfuerzos totales, la ley de resistencia del suelo arriba de la carga de preconsolidación puede ponerse como

$$s = \sigma \tan \phi_u \quad (1-63)$$

y ϕ_u recibe el nombre de ángulo aparente o de resistencia no drenada del suelo; es en rigor sólo un parámetro de cálculo, cuyo verdadero significado teórico es, por lo menos, muy difícil de establecer.

En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia para el intervalo normalmente consolidado puede establecerse en la prueba rápida-consolidada por la expresión

$$s = (\sigma - u) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

también del tipo de la ecuación (1-64), usando el ángulo de resistencia, ϕ , obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos, tal como se obtendría con pruebas lentas.

El ángulo ϕ_u suele ser del orden de $\phi/2$.

La prueba rápida-consolidada representa las condiciones de un suelo que primeramente se consolida

bajo el peso de una estructura y que después queda sometido a un rápido incremento de esfuerzos por la construcción de una estructura que pueda añadirse o por la acción de una carga viva accidental. Suele emplearse para representar las condiciones de cimentaciones de terraplenes en que la construcción dura más que el tiempo requerido por el suelo para alcanzar una consolidación significativa.

3. Prueba rápida.—Condición no drenada.

En esta prueba tanto el esfuerzo de confinamiento, dado con la presión del agua en la cámara, como el esfuerzo desviador, se aplican de manera que no se permite ninguna consolidación del espécimen; esto se logra cerrando la válvula de salida de la cámara hacia la bureta y/o aplicando los esfuerzos con rapidez suficiente. La relación de vacíos de la muestra y su contenido de agua permanecen en principio invariables y se desarrollan presiones neutrales en el interior del espécimen.

Si la muestra proviene de la profundidad z y γ es su peso específico, representa un suelo que estaba consolidado a la presión γz . Si se somete la muestra a esa presión dentro de la cámara en la primera etapa de la prueba, teóricamente la estructura sólida del suelo tomará toda la carga y el agua de la muestra pasará a un estado de presión nula a partir de la tensión que hubiera desarrollado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión que se ejerce con el agua es más grande que la que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos, y ello sin que cambie la relación de vacíos,

ESFUERZOS TOTALES

ESFUERZOS EFECTIVOS

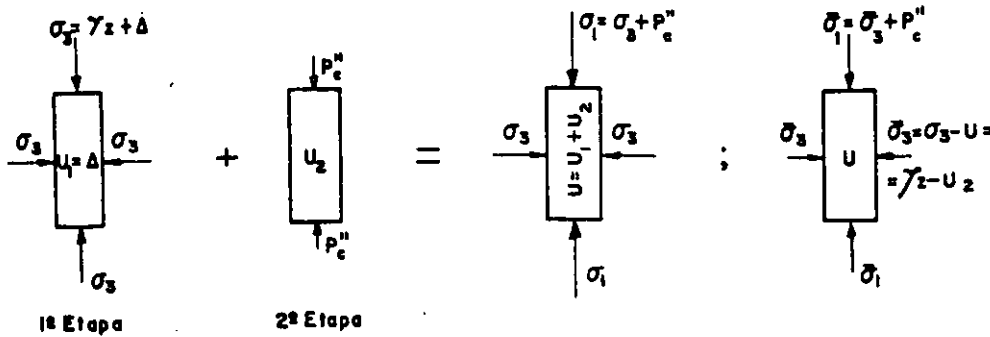


Figura I-60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

el espaciamiento entre las partículas o la resistencia del suelo, sea cual sea el valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (p_c'') es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial; esto se traduce en el hecho de que todos los círculos de Mohr correspondientes a esfuerzos totales sean iguales, siendo una línea horizontal la envolvente de resistencia correspondiente a dichos esfuerzos totales. En la Fig. I-60 se muestra la distribución de esfuerzos en el interior del espécimen durante la prueba rápida.

En la primera etapa se supone que la presión hidrostática en la cámara es la γz que el suelo tenía en la naturaleza, más un cierto valor arbitrario, Δ . Consecuentemente, se desarrollará en el agua de la muestra una presión neutral $u_1 = \Delta$. En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p_c'' , con el vástago de la cámara, y al final de ella se habrá desarrollado en el agua una presión neutral adicional, u_2 .

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán los totales menos dicho valor de u .

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma z + \Delta) - (\Delta + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + p_c'' = \gamma z - u_2 + p_c''$$

Es de importancia hacer notar que, como se dijo, el valor de los esfuerzos efectivos resulta ser independiente de Δ , de manera que todos los círculos de esfuerzos totales, obtenidos mediante una serie de pruebas con esfuerzos totales crecientes, tienen un solo y mismo círculo de esfuerzos efectivos correspondientes, por lo que todos los círculos de esfuerzos totales deben ser iguales entre sí y la envolvente de resistencia de esfuerzos totales debe ser una línea horizontal, tal como ya se había establecido. En la Fig. I-61 se muestra tal envolvente de resistencia, relacionándola con las correspondientes a prueba lenta y rápida consolidada.

Puede verse que la ordenada al origen de la línea de falla se asemeja mucho a la resistencia del esfuerzo cortante del suelo en su condición original, consolidado bajo la carga de suelo suprayacente. Esta ordenada en el origen se denomina la cohesión del

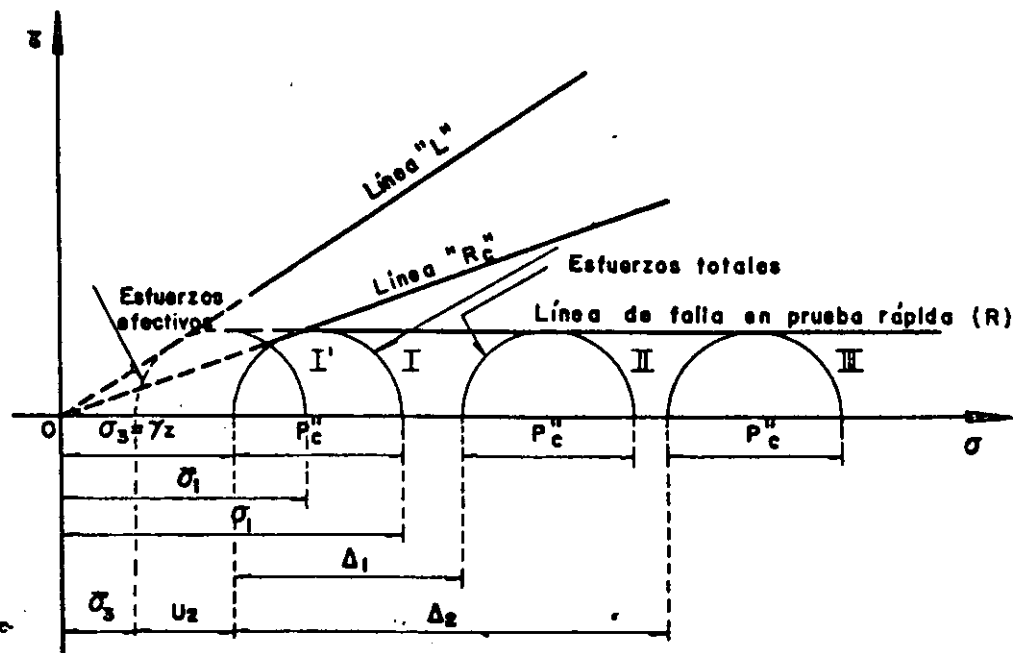


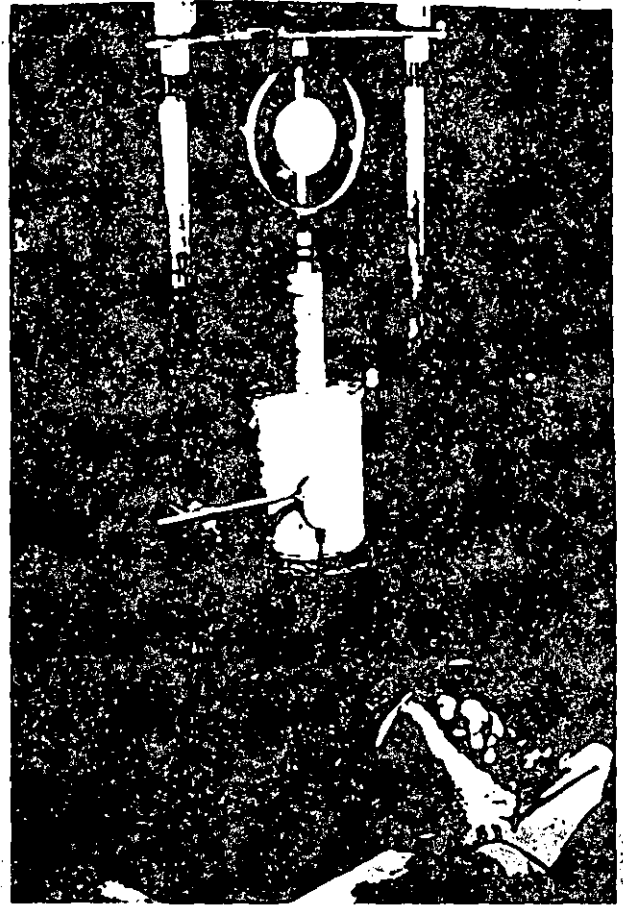
Figura I-61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

suelo, llamándose suelo puramente cohesivo al que en un problema dado le sea aplicable una envolvente de resistencia horizontal. Cuando le sean aplicables las condiciones de la prueba rápida (sin drenaje y sin consolidación) la resistencia de dicho suelo será simplemente

$$s = c \quad (1-65)$$

y el ángulo de fricción aparente resulta ser cero en este caso. Este ángulo tampoco es más que un parámetro de cálculo, que se usará cuando se trabaje con el método de los esfuerzos totales en un problema práctico en que las condiciones de la prueba rápida sean representativas de aquella a que realmente estará sometido el suelo. Sin embargo, en la prueba real el ángulo de falla de la muestra no es de 45° , como lo sería si el ángulo de fricción aparente fuese el realmente representativo de la resistencia friccional de la muestra (éste es naturalmente ϕ , ligado a los esfuerzos efectivos actuantes, que puede medirse en una prueba lenta o en una rápida consolidada con determinación de la presión neutral).

La resistencia no drenada representa la resistencia que tiene un suelo natural. Puesto que la mayor parte de las construcciones se llevan a efecto con mucha rapidez en comparación a los tiempos que necesita la arcilla para consolidarse, la resistencia sin drenaje debe usarse en la mayoría de los problemas de diseño. Aun en aquellos casos en que la construcción es tan lenta que durante ella ocurren aumentos significativos de la resistencia por consolidación, suele usarse la resistencia no drenada para obtener datos de proyecto, por representar un valor mínimo y, por ende, conservador. Cuando se piense en la utilización de la resistencia no drenada para obtención de valores de proyecto, han de vigilarse aquellos casos en los que los esfuerzos finales aplicados al suelo puedan ser menores que la carga inicial que éste soportaba; tal es frecuentemente la situación en excavaciones y en problemas de estabilidad de taludes. En dichos casos, para condiciones de proyecto a corto plazo, cuando el suelo no tiene tiempo suficiente para expandirse, pueden ser aplicables las condicio-



Prueba de compresión simple

nes de resistencia sin drenaje; pero a largo plazo el suelo se debilita y el uso de la prueba rápida puede quedar fuera de la seguridad.

La resistencia no drenada depende del esfuerzo inicial a que estaba sometido el suelo en su lugar natural, de su carga de preconsolidación y de la envolvente de falla de Mohr correspondiente a condiciones con drenaje. En suelos compresibles, la presión que soportaba el suelo en su lugar natural se

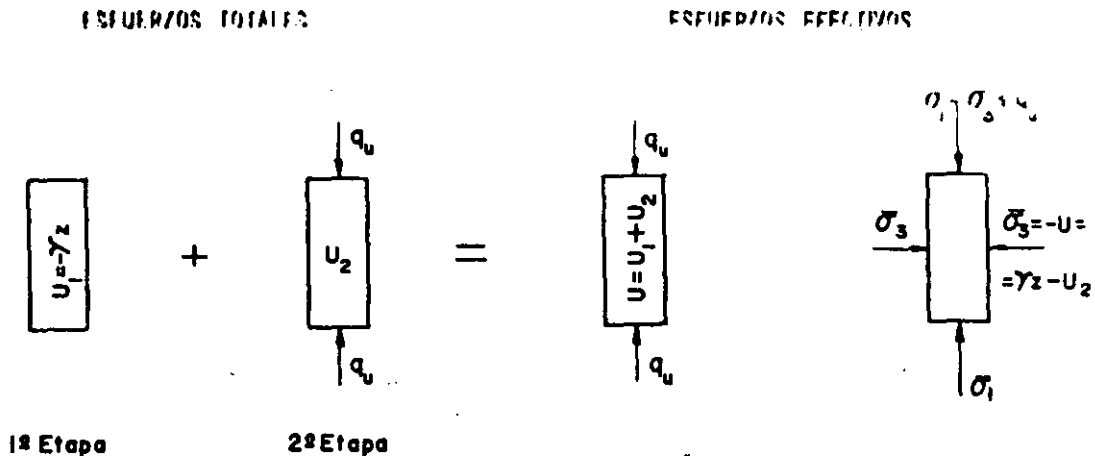


Figura I-62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

relaciona con la relación de vacíos por la curva de compresibilidad. Como resultado de lo anterior, la resistencia no drenada de una arcilla saturada aumenta cuando disminuyen la relación de vacíos y/o el contenido de agua. En suelos normalmente consolidados una gráfica de relación de vacíos o el contenido de agua contra la resistencia no drenada es aproximadamente una línea recta.

4. Prueba de compresión simple.

Según ya se dijo, esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (Fig. I-62) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere la tensión de preconsolidación (γz) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la misma Fig. I-62 y valen

$$\bar{\sigma}_3 = 0 - u = - (u_1 + u_2) = - (-\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u$$

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo es teóricamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida.

Por ello, lógicamente debe esperarse que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar

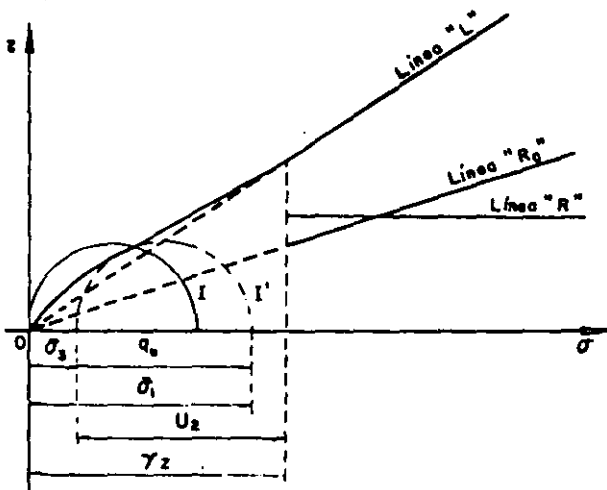


Figura I-63. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denominado resistencia del suelo a la compresión simple, sea el mismo p'' de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esa prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menos que p'' pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerársele como igual.

En la Fig. I-63 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente en este tipo de prueba y su posición relativa a la línea de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es γz .

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo el valor de q_u en los estados inalterado y remoldado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como

$$s_s = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldado)}} \quad (1-72)$$

B Suelos no saturados

Básicamente, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados envuelve los mismos conceptos que la de los suelos saturados; pero existen entre ambos casos algunas diferencias muy significativas. En los suelos no saturados los poros contienen agua sólo parcialmente y en ellos existe aire en una proporción acorde con el grado de saturación; la gran diferencia de comportamiento mecánico entre ambos fluidos impone características de comportamiento muy complejas al conjunto. Desde luego, dentro de la actual manera de concebir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos sigue siendo cierto que es el esfuerzo efectivo el que controla la componente friccional de dicha resistencia. Los esfuerzos cortantes son tomados sólo por las partículas sólidas del suelo no saturado (esqueleto), excepto a niveles de deformación muy altos; en cambio el esfuerzo normal total en cualquier plano se descompone en general en dos partes, una correspondiente al esfuerzo efectivo transmitido en el esqueleto mineral y otra neutralizada por la presión del fluido en los poros del suelo. Pero ahora la presión neutral es una combinación muy complicada de presión y tensión capilar en el agua y de presión en el aire, que depende del grado de saturación y del tamaño de los poros del suelo.

Si hay un solo fluido en los poros, sea aire o agua, el esfuerzo normal efectivo medido por la ecuación ya establecida es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

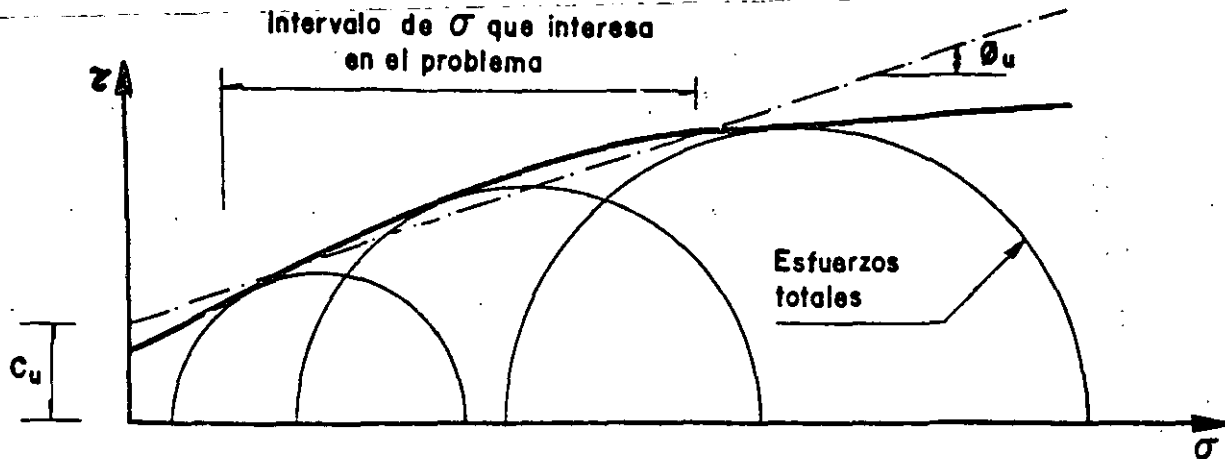


Figura I-64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

donde $\bar{\sigma}$ es el esfuerzo efectivo, σ el total y u la presión neutral. En los suelos parcialmente saturados suele haber dos fluidos en los poros, los cuales pueden estar en equilibrio a presiones que difieren considerablemente en uno y otro a causa de la tensión superficial. Bishop (Ref. 54) ha propuesto para representar al esfuerzo efectivo en este caso una expresión del tipo

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + X(u_a - u_w) \quad (1-73)$$

donde u_a representa la presión en la fase gaseosa (gas o vapor) y u_w la presión en la fase líquida. El parámetro X vale uno para suelos saturados y cero para suelos secos; sus valores intermedios dependen sobre todo del grado de saturación, pero están influidos también por otros factores tales como la estructura del suelo, los ciclos de humedecimiento y secado a que éste esté expuesto y los cambios de esfuerzos que se tengan para un valor particular del grado de saturación. En la mencionada referencia 54 se muestran determinaciones de X para algunos suelos particulares; desde luego X crece al crecer el grado de saturación.

Los valores de u_a y u_w que se tienen cuando se somete al suelo a un cambio de esfuerzo $\Delta\sigma$ han sido estudiados por Bishop y Eldin (Ref. 55) y por Skempton (Ref. 56). Según estos autores, al aplicar a un suelo parcialmente saturado un incremento hidrostático de esfuerzo, $\Delta\sigma_3$, se produce un aumento tanto en la presión del agua, como en la del aire, de acuerdo con las relaciones.

$$\begin{aligned} \Delta u_a &= B_a \Delta\sigma_3 \\ \Delta u_w &= B_w \Delta\sigma_3 \end{aligned} \quad (1-74)$$

Las expresiones anteriores sirven para definir los coeficientes de presión neutral B_a y B_w . En la Ref. 56 se dan valores típicos de B_w para suelos parcialmente saturados, con variaciones de 0.10 a 0.89, indicando en cada caso qué parte del esfuerzo aplicado es tomado por el agua.

Cabe un enfoque similar para expresar el aumento de la presión en el agua y en el aire al aplicar un incremento al esfuerzo desviador que se ejerce sobre una muestra de suelo; ahora

$$\begin{aligned} \Delta u_a &= A_a (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \\ \Delta u_w &= A_w (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \end{aligned} \quad (1-75)$$

Valores típicos de A_w en la falla han sido reportados por Bishop y Henkel (Ref. 57) quedando comprendidos entre -0.28 y $+0.27$ para muestras de suelos compactados parcialmente saturados.

En pruebas triaxiales sin drenaje en suelos parcialmente saturados, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la presión normal exterior, pues la compresión del aire permite el desarrollo de esfuerzo efectivo; sin embargo, el aumento de resistencia se hace cada vez menor, por el efecto de disolución del aire en el agua de los poros, que se hace más fácil según aumenta la presión en el propio aire. Cuando los niveles de esfuerzo son suficientemente altos, la baja compresibilidad del conjunto agua-aire disuelto y la disminución del volumen de vacíos por deformación se concitan para producir en el espécimen un comportamiento similar al de los suelos saturados, con un ángulo ϕ en la envolvente de falla que tiende a ser cero. La envolvente de esfuerzos totales no es pues una recta, sino una curva que tiende a la horizontal. Los parámetros de resistencia c y ϕ sólo pueden definirse si se aproxima a una recta aquel tramo de la curva que comprenda al intervalo de esfuerzos normales que rija en el problema particular de que se trate. Si se ha de resolver un problema con el criterio de esfuerzos totales, y ese es el caso más común en suelos no saturados, es de la mayor importancia reproducir en la prueba de laboratorio condiciones lo más representativas que sea posible de las de campo. En la Fig. I-64 se muestra una envolvente típica de suelos no saturados en pruebas triaxiales sin drenaje.

No es posible realizar pruebas con drenaje en suelos parcialmente saturados, con el mismo sentido

e interpretación que las pruebas lentas normales (es decir, pruebas en que la presión neutral sea nula en toda etapa significativa), pues ello implicaría destruir las tensiones capilares y para lograr tal fin es preciso saturar la muestra. Si se desea trabajar con esfuerzos efectivos, para obtener la envolvente correspondiente lo que se hace es saturar la muestra y suponer que tal proceso no produce cambios significativos en el valor de ϕ ; este criterio resulta conservador en los análisis prácticos, pues la resistencia suele disminuir con la saturación.

En suelos no saturados es común la prueba con drenaje, pero a humedad constante, en que se mantiene a la muestra sin cambios de humedad y se controla la presión del aire en lo que sea preciso para lograr tal fin. En este tipo de pruebas basta medir la presión neutral en el agua de los vacíos para conocer la presión intersticial.

Las envolventes de resistencia de los suelos no saturados en prueba rápida (sin drenaje) se acercan más y más a la forma correspondiente a los suelos saturados, a medida que el grado de saturación aumenta, como es lógico que suceda. En la Ref. 47 pueden verse resultados de laboratorio en correspondencia con la afirmación anterior.

Un caso de fundamental importancia de suelos no saturados, por cierto de gran interés para el ingeniero especialista en vías terrestres, es el correspondiente a suelos compactados. Existe ya bastante información en torno a este tema, pero no será tratada en este lugar, sino en el capítulo correspondiente a suelos compactados, en páginas subsecuentes de esta obra.

C Aplicación de los resultados de las pruebas triaxiales a los problemas prácticos

En la práctica, cuando el ingeniero necesita conocer las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, con vistas a la obtención de datos para diseño de una obra particular, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles; en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las cir-

cunstancias a que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trate.

Es condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas por las que el suelo atravesará durante la vida de la obra y ello desde el primer instante de su construcción; sólo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa del suelo afectada, largo tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a normar su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil de suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

1) El criterio de los esfuerzos efectivos.

En este criterio se razona que es este tipo de esfuerzos el que realmente define al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea L), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Este criterio presenta pocas dificultades de índole teórica para su comprensión; es el que lógicamente se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este capítulo, en relación con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En la figura 1-65 está someramente descrito el criterio de los esfuerzos efectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal como por ejemplo resulta de una serie de pruebas lentas, trazando los círculos de falla de cada uno y dibujando a partir de ellos la línea L , tangente a todos. (En general, la línea L quedaría definida teóricamente con un círculo trazado en el intervalo normalmente consolidado, pero dadas las incorrecciones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea L la recta que más se aproxime a la tangente común.) En la presa de la figura se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado, para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea L que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolida-

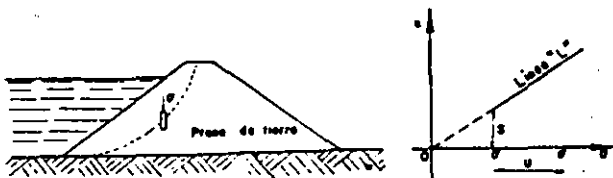


Figura 1-65. Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo trabajando con esfuerzos efectivos.

do, persiguiendo así fines didácticos. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutral en el mismo en el instante de la falla, el esfuerzo efectivo, que obra en la estructura del suelo, será $\bar{\sigma} = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal $\bar{\sigma}$.

El criterio anterior, aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea L en el laboratorio, para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea L en el laboratorio podrían hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema: la realidad sin embargo no es tan halagüeña; las pruebas lentas son las más largas en duración y, por lo tanto, las más costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independientemente de esta razón económica y de tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que se discutirán únicamente dos en lo que sigue. En primer lugar, se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, al cabo del tiempo dejan pasar y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, por su mayor rigidez influyen de un modo significativo en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sometida a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados, emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores; estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior, esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales,

de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve pues que la obtención de la línea L por medio de pruebas lentas, que además son dilatadas y costosas, pudiera no ofrecer una garantía suficiente en todos los casos particulares.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea L en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. Sin embargo, en la actualidad los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado, por lo que no es todavía común verlos en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de pie de obra.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sometido a una prueba rápida consolidada. Hay métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez-Badillo para cubrir tal fin (Ref. 47). En conclusión, puede decirse que ya empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea L , sea en el laboratorio o con ayuda de métodos que no pueden considerarse aún de uso popular; esto permite esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea L queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. En efecto, considérese la situación indicada en la figura I-65. Una vez obtenida la línea L , para realizar un análisis será preciso conocer el estado de esfuerzos efectivos en todos los puntos de interés dentro de la masa del suelo en estudio; en el caso concreto de la Fig. I-65, en los puntos de la superficie de deslizamiento supuesta. Este es un problema no resuelto hasta hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos, en el interior de un espécimen dentro de una cámara triaxial sometida a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aun disponiendo de la línea L en la práctica se tendrá la dificultad adicional de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la

construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método es práctico únicamente para instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuren presas construidas similares a la que se encuentre en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse, especialmente en obras de menor aliento y posibilidades que la presa de tierra, no es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

2) El criterio de los esfuerzos totales.

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir, se hace uso de las envolventes L o R , según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de las pruebas da valores de resistencia muy diferentes para el mismo suelo, por variar las circunstancias en que se hace la prueba, se sigue que ésta sólo será representativa si sus propias circunstancias de trabajo duplican de un modo suficientemente aproximado las circunstancias a que estará sometido el suelo en el prototipo; en consecuencia, es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas que vaya a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberán hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, en lo que sigue se hacen algunos comentarios de carácter general.

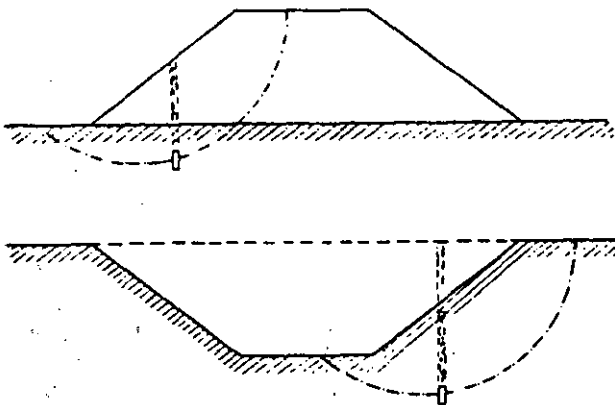


Figura I-66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondientemente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese, por ejemplo, un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco. Según progresa el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumenta. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unisono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. I-66), por ejemplo para un camino o un bordo de protección, y se requiere investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén incluirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si en el mismo suelo se desea hacer una excavación, por ejemplo para la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión,

que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta o la rápida consolidada serían obviamente las recomendables para la representación de esta situación.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de las que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas de tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazar a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este capítulo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a mantener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar, de ser factible, una recta que represente con suficiente precisión a la envolvente en el tramo. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas, y su ecuación matemática será de la forma

$$s = a + \sigma \tan \alpha \quad (1-76)$$

con a y α como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y α el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ecuación 1-76 es de la misma forma que la Ley clásica de Coulomb. Sin embargo, resulta ya inútil discutir las diferencias esenciales de concepto e interpretación entre ambas; a y α ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo, sino que solamente son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a " a " la "cohesión aparente del suelo" en las condiciones de su obtención y a " α " el "ángulo de fricción aparente". Incluso es usual en las obras sobre la mate-

ria seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiéndolos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de esta obra. Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

D Resistencias máxima y residual de las arcillas

Considérese una arcilla preconsolidada sometida a una prueba de corte simple o prueba directa en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite, que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, se le llamará ahora resistencia máxima. Si la prueba continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, disminuye la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante). En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba continúa,

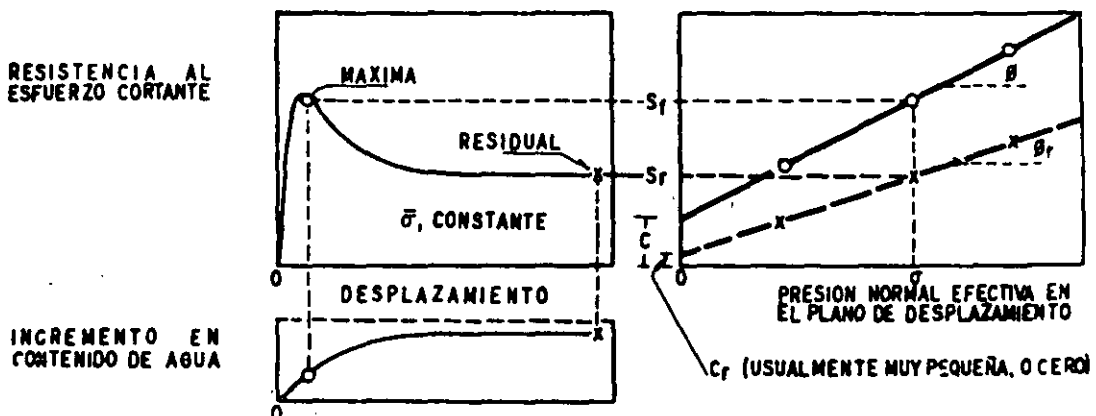


Figura 1-67. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada.

se observa que, según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye; pero esta disminución también tiene un límite, el cual, una vez alcanzado, se conserva, aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba, y existe evidencia de campo de que en la arcilla esta resistencia se conserva para desplazamientos del orden de metros. Si de esta manera se realizan diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los antes descritos, aunque naturalmente sean distintos en cada caso los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla. A esta resistencia final, más allá de la máxima, se le llama resistencia residual (Ref. 40). En la parte (a) de la figura 1-67 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento, tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte (b) de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas, pudiéndose por ello escribir para la resistencia máxima

$$s_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-66)$$

y para la resistencia residual:

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (1-77)$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que invariablemente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello desprejarse. Por tanto, para el uso de la resistencia residual puede escribirse

$$s_r = \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (1-78)$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ . En algunas arcillas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°.

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siguiendo a Skempton (Ref. 40), podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima; por tanto, una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del desplazamiento, y es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales partículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia máxima, hay evidencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, son tan grandes los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo, en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de creep más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas, pero el propio Skempton describe en la referencia que se comenta, una realizada para un caso concreto en la que se usó un aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó la parte deslizante a su posición original, produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fueron los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, y sugiere que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulares pudieran resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas, sino también en las arcillas normalmente consolidadas, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atribuye principalmente al efecto de orientación de las partículas,

cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma, independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, se ha visto que ϕ_r depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de ϕ_r tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de ϕ_r del orden de 10°, cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisará la estabilidad de un talud dado, por citar la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual R , por medio de la expresión

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r} \quad (1-79)$$

donde

- s_f = resistencia máxima de la arcilla.
- s_r = resistencia residual de la misma.
- \bar{s} = esfuerzo cortante promedio que en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales, \bar{s} puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta \bar{s} con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla; en esta forma pudo calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene $R = 0$ y si aquella es igual a la residual, R será igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión 1-79 como

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f \quad (1-80)$$

En esta expresión puede interpretarse a R como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de R con el tipo de arcilla que forma el talud. Si la resistencia puede llegar a la resistencia residual, recomienda el uso de esta última en los análisis prácticos.

En arcillas sin fisuras y grietas, encuentra que es muy pequeña y despreciable la disminución de re-

sistencia en la falla respecto a la máxima, por lo que en estos casos se podría usar en general dicha resistencia máxima; considera también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente, si ha ocurrido una falla, cualquier movimiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.

REFERENCIAS

1. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. III. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
2. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. IX. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
3. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. II. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
4. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 4. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
5. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. IV. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
6. Terzaghi, Karl. Modern conceptions concerning Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Edición 1959.
7. Casagrande, A. The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Edición 1959.
8. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 5. Limusa-Wiley, México, 1972.
9. Casagrande, A. Classification and Identification of Soils, *Trans. ASCE*, Vol. 113, págs. 901-1948.
10. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. VI. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
11. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. de J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 3. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
12. Skempton, A. W. The Colloidal Activity of Clays, *Memoria del Tercer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Vol. I. Zurich, 1953.
13. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
14. Reynolds, O. An Experimental Investigation of the Circumstances which determine whether the motion of water shall be Direct or Sinuous and the Law of Resistance in Parallel Channels, *Phil. Transactions*, Royal Society, Vol. 174. Londres, 1885.
15. Darcy, H. *Les Fontaines publiques de la Ville de Dijon*, París, 1856.

16. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo III *Flujo de Agua en Suelos*, Cap. I. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969.
17. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. X. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
18. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 9. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
19. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 10. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
20. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 20. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
21. Skempton, A. W. y Bishop, A. W. Soils. Cap. X de la publicación *Building Materials, their Elasticity and Inelasticity*, North Holland Publ. Co., Amsterdam, 1954.
22. Jiménez Salas, J. A. y de Justo Alpañes, J. L. *Geotecnia y Cimientos*. Tomo I *Propiedades de los Suelos y de las Rocas*, Cap. C. Ed. Rueda, Madrid, 1971.
23. Marsal, R. J. Moreno, E., Núñez, A., Cuéllar, R. y Moreno, R. *Investigación sobre el comportamiento de suelos granulares y muestras de enrocamiento*, Comisión Federal de Electricidad, México, 1965.
24. Marsal, R. J. Large scale testing of Rockfill Materials, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Marzo, 1967.
25. Contributions and Discussions on Mechanical Properties of Rockfill and Gravel Materials. Sesión Especial Nº 13. Organizador: Raúl J. Marsal, *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*, México, Agosto de 1969.
26. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. Performance of El Infiernillo Dam, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Julio, 1967.
27. Marsal, R. J. Ramírez de Arellano, L. y Núñez, A. Plane strain of Rockfill Materials, *III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*, Caracas, 1967.
28. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 22. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
29. Leonards, G. A. y Girault, P. A Study of the One-Dimensional Consolidation Test, *V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cementaciones*, Paris, 1961.
30. Barden, L. Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat, *Geotechnique*, 18, 1968.
31. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. XI. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
32. Scott, R. F. *Principles of Soil Mechanics*, Cap. 7 y 8. Addison Wesley Publ. Co., Inc., 1963.
33. Coulomb, Ch. A. Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture, *Memoria a la Real Academia Francesa*, 5, 7, Paris, 1776.
34. Mohr, O. *Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik*, W. Ernst, Berlin, 2ª edición, 1914.
35. Newmark, N. M. Failure hypotheses for Soils, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Colorado, 1960.
36. Scott, R. F. y Hon-Yim Ko. Stress-Deformation and Strength Characteristics, Reporte sobre el Estado del Arte, Vol. III. *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*, México, 1969.
37. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 6. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
38. Skinner, A. E. A note on the influence of Interparticle Friction on the Shearing Strength of a Random Assembly of Spherical Particles. *Geotechnique*, 19, 1969.
39. Scott, R. F. y Schoustra, J. J. *Soil Mechanics and Engineering*, Cap. 5. McGraw-Hill Book, Co., 1969.
40. Skempton, A. W. Long-Term Stability of Clay Slopes, IV Rankine Lecture. *Geotechnique*, Vol. XIV, 1964.
41. Hambly, E. C. A new Triaxial Apparatus, *Geotechnique*, 19, 1969.
42. Bishop, A. W. The Strength of Soils as Engineering Materials. VI Conferencia Rankine. *Geotechnique*, Vol. 16, Nº 2, 1966.
43. Cornforth, D. H. Some experiments on the Influence of Strain conditions on the Strength of Sand, *Geotechnique*, Vol. 16, 1964.
44. Hvorslev, M. J. y Kaufman, R. I. Torsion Shear Apparatus and Testing Procedures. *Boletín Nº 38*, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1952.
45. Roscoe, K. H. Discusión contenida en el volumen 3 (págs. 105-107) las *Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cementaciones*, Paris, 1961.
46. Bjerrum, L. y Landva, A. Direct Simple Shear Tests on a Norwegian quick clay, *Geotechnique*, Vol. 16, 1966.
47. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. XII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
48. Wilson, S. D. y Squier, R. Earth and Rockfill Dams, Reporte sobre el Estado del Arte, Vol. III, *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cementaciones*, México, 1969.
49. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, Cap. 11. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
50. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. Field measurements in Rockfill Dams, *II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*, Vol. 2, Sao Paulo, Brasil, 1963.
51. Sowers, G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cementaciones*, Cap. 3. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
52. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, Cap. 26. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
53. Skempton, A. W. The Pore Pressure Coefficients A and B, *Geotechnique*, Vol. IV, 1954.
54. Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E. y Donald, I. B. Factors controlling the Strength of Partly Saturated cohesive Soils, *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, Boulder, Colorado, 1960.
55. Bishop, A. W. y Eldin, G. Undrained triaxial Tests on Saturated Sands and their significance in the General Theory of Shear Strength, *Geotechnique*, Vol. II, Nº 1, 1950.
56. Bishop, A. W. y Henkel, D. J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Edward Arnold, Ltd., Londres, 1957.



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

CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

**OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE
ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA VIAS TERRESTRES**

AUTORES:

**M. EN I. ALFONSO RICO RODRIGUEZ
ING. HERMILO DEL CASTILLO**

EXPOSITORES:

M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

Obras complementarias de drenaje. Estudios geotécnicos para vías terrestres

XI-1 INTRODUCCION

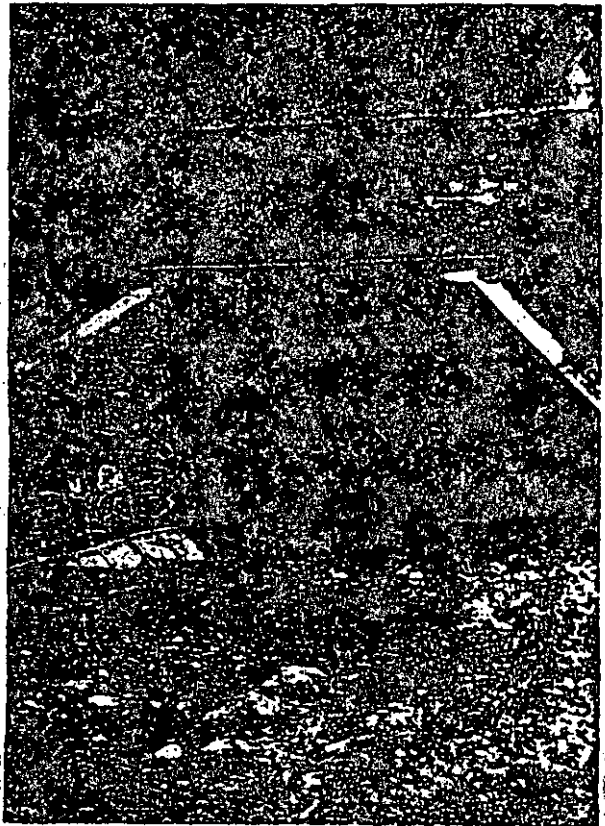
Como ya se ha mencionado en diversas ocasiones precedentes, el drenaje de una vía terrestre comprende varios matices que han de ser tratados separadamente. En el Capítulo VII de esta obra se discutieron ya los métodos que han ido imponiendo la teoría y la experiencia para el control de las aguas subterráneas, que afectan de un modo u otro a la vía terrestre llegando a ella por infiltración; se adoptó en aquella ocasión el nombre genérico de Subdrenaje para las técnicas de control de esas aguas, dejando el término Drenaje para la metodología de control de las aguas que llegan a la vía y la afectan por escurrimiento superficial, independientemente de que dichas aguas hayan caído sobre o fuera de la vía terrestre propiamente dicha.

Las estructuras de drenaje más espectaculares de una vía terrestre son los puentes y las alcantarillas, responsables principales del drenaje transversal; es decir, del paso de grandes masas de agua, arroyos, ríos, etcétera a través de la obra, en una dirección más o menos perpendicular a ella. Suele llamarse a los puentes obras de drenaje mayor y a las alcantarillas de drenaje menor. La frontera entre ambos tipos de estructura no está, naturalmente, definida; convencionalmente, se acepta en México que un puente es la obra que tiene algún claro de longitud mayor que 6 m, reservándose el nombre alcantarilla para estructuras resueltas con claros menores, independientemente del hecho de que esos claros menores de 6 m pudieran repetirse varias veces, dando a la obra en conjunto una longitud más grande que ese límite. Una convención tal como ésta, aunque no necesariamente la misma, sirve para distinguir los puentes de las alcantarillas en todas las instituciones interesadas en otras partes del mundo.

Básicamente los puentes interesan desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos Aplicada sólo en lo que se refiere a su cimentación, cuyos problemas ya fueron tratados en un Capítulo anterior de esta

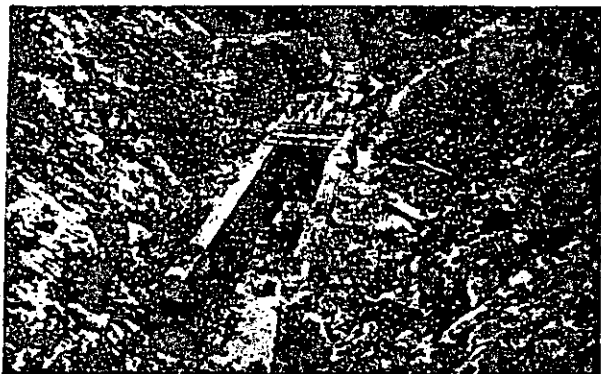
obra; también lo fueron, si bien someramente, los criterios de exploración de suelos que con ellos se relacionan (Capítulo III), así como aspectos que interesan a los terraplenes de acceso y algunos otros que en un momento u otro fueron discutidos en páginas anteriores de este libro. Así, no se siente la necesidad de insistir ahora en estas estructuras, por otra parte tan interesantes.

Las alcantarillas son, como se dijo, en muchos aspectos similares a los puentes, pero se diferencian en dos que bastan para hacerlas merecedoras de un



Alcantarilla típica en una carretera. Losa de concreto.

tratamiento definitivamente diferente. En primer lugar, son muchas y, en segundo representan individualmente niveles de inversión mucho más bajos. Esto hace que tradicionalmente el nivel de estudio que se dedica a los puentes sea distinto de el que se dedica a una alcantarilla. En los primeros se realizan rutinariamente estudios de exploración de suelos e investigaciones de laboratorio y sus cimentaciones son objeto de proyectos muchas veces muy elaborados, que hacen uso de las técnicas más sofisticadas, tales como los pilotes de punta o de fricción, los cilindros o los grandes cajones de cimentación (naturalmente no se hace aquí ninguna referencia a los muy importantes estudios hidrológicos e hidráulicos, que constituyen una parte medular del proyecto de los puentes). En las alcantarillas, por el contrario constituye la tónica común que los estudios de cimentación que se hacen para cada una de ellas sean someros; se trata, debe tenerse en cuenta, de llegar a garantizar en el terreno una capacidad de carga no muy elevada (generalmente son suficientes capacidades comprendidas entre 1.0 y 3.0 kg/cm²) y es raro ir más lejos de la simple inspección visual de muestras obtenidas en pozos a cielo abierto, con postea-doras u otras herramientas de uso barato y alcance restringido. El proyecto de la cimentación en sí, así como el estructural suele ser cuestión de proyecto tipo y tampoco suelen hacerse en las alcantarillas los estudios hidráulicos que son de rutina en los puentes. A despecho de lo generalizados que estén los criterios anteriores, debe pensarse que el gran número de alcantarillas que existen en las carreteras y en los ferrocarriles hace que, a fin de cuentas, su inversión total represente una cantidad mayor que la que se dedica a los puentes del mismo tramo. Para fijar ideas y citando números toscamente aproximados, puede decirse que el número común de alcantarillas puede no ser inferior a 3 ó 4 por kilómetro, en tanto que la inversión total que en las alcantarillas se hace puede alcanzar un 15 ó un 20 % del costo total de la vía. Ante magnitudes de inversión de tal orden y considerando que el colapso de una alcantarilla produce una interrupción local, pero generalmente completa de la vía, ha de plantearse la pre-



Construcción de una alcantarilla de losa.

gunta de si la atención que se da tradicionalmente a estas estructuras es suficiente o está en los límites de lo prudente. La experiencia de los autores de este libro es que la falla de las alcantarillas es relativamente sistemática aunque sólo sea en el sentido de provocar problemas de conservación anormal y ocurre en un número muy superior a lo deseable; sin embargo, la misma experiencia indica que la mayoría de las alcantarillas que fallan no lo hacen por problemas de cimentación o por razones en las cuales la Mecánica de Suelos Aplicada juegue un papel relevante, sino por previsiones absolutamente insuficientes en lo que a la capacidad hidráulica de la estructura se refiere, relacionadas muchas veces con problemas de arrastre de sólidos, sedimentación y protección de las obras contra el embate de las aguas. Así, parece que el primer punto a preocupar en la búsqueda de una mejoría en los métodos para proyecto y construcción de alcantarillas deberá ser el procurar fundamentar mejor de lo que hasta ahora comúnmente se hace, su trabajo desde todos los puntos de vista hidráulicos. Es evidente que el gran número de estructuras por construir hará imposible la realización de un estudio hidráulico de detalle, bien fundado para cada una de ellas; también es cierto que quien pretendiera realizar tales estudios se encontraría en la imposibilidad de efectuarlos por la inexistencia de los datos estadísticos del comportamiento de los arroyos y las corrientes de agua que tales estudios suelen requerir. Se está, una vez más, ante la disyuntiva que es tan común en muchos aspectos del proyecto y la construcción de las vías terrestres y el problema ha de ser enfocado en la misma forma que se ha preconizado para otros similares en otras partes de este libro. Ha de renunciarse, como norma general de criterio, al estudio detallado de cada caso, adoptando en cambio métodos de obtención de información general, en que a un costo razonable pueda obtenerse un conocimiento panorámico suficiente para un tramo o una zona, que permita, junto con la aplicación de un criterio suficientemente generoso en la adopción de las secciones hidráulicas de detalle, llegar a proyectos de funcionamiento razonable. Desde este punto de vista, los estudios geológicos ya mencionados, especialmente los de fotointerpretación pueden ser de una ayuda invaluable, pero sobre todo serán útiles en este caso los estudios hidrológicos regionales, fuera del alcance de esta obra, que han revelado capacidad para proporcionar a un costo muy bajo por kilómetro de vía, información de carácter general lo suficientemente útil para poner al ingeniero proyectista al cubierto de errores de consideración.

Aun cuando los problemas hidráulicos sean los más destacados y frecuentes en el comportamiento de las alcantarillas, no deja de haber otros relacionados más o menos directamente con la Mecánica de Suelos Aplicada; dejando a un lado los obvios de cimentación, seguramente los problemas más importantes de esta clase son los que tienen que ver con

vacación, con erosión o con tubificación de los terraplenes de acceso. La compactación del colchón de tierra sobre y a los lados de la alcantarilla juega también un papel de importancia. La mala ubicación de la alcantarilla en relación al cauce que se drena o a la terracería que la abriga contribuye muchas veces a generar o a agravar estos problemas.

En lo que a las consideraciones geotécnicas se refiere, los estudios de las alcantarillas tienen las mismas limitaciones que se comentaron para los problemas hidráulicos. La necesidad de fundamentar las recomendaciones de proyecto de cimentación, por ejemplo, en estudios someros y expeditos lleva a establecer la conveniencia de que éstos queden en manos de ingenieros con sólida preparación y sólida experiencia en el campo de la Mecánica de Suelos Aplicada. Conviene incorporar la responsabilidad de estas recomendaciones a los estudios geotécnicos generales, que necesariamente han de estar en manos de especialistas.

Además de estas obras bien conocidas de drenaje deben disponerse en un ferrocarril o en una carretera otras obras menos conocidas fuera del campo especializado, que contribuyen a encauzar y eliminar las aguas superficiales que de otro modo causarían daños. Suele darse a estas obras el nombre genérico de Obras Complementarias de Drenaje. Como tales se entenderán en esta obra a las siguientes:

- El bombeo
- Las guarniciones
- Los bordillos
- Los lavaderos
- Las bajadas
- Las bermas
- El uso apropiado de vegetación
- Los bordos
- Las cunetas
- Las contracunetas
- Los canales interceptores

Además de las anteriores, de definición y clasificación bien conocida, existe todo un conjunto de obras de canalización, conducción y eliminación que suelen construirse en un caso dado, según las necesidades específicas de ese caso, pero que carecen de encasillamiento general.

Las obras complementarias de drenaje no son de uso universal o rutinario; por lo menos, no deben serlo. Son obras que deben hacerse sólo en el lugar en que se requieran, pues de otra manera se derrochará dinero y se producirán, inclusive, resultados contraproducentes.

En lo que sigue se analizarán someramente estas obras, así como los criterios para su ubicación y construcción. Desgraciadamente lo que puede decirse al respecto es poco, pues aunque el tema reviste gran importancia práctica ha sido poco estudiado y menos, seriamente investigado, por lo que puede decirse que básicamente se encuentra aún dentro de las nor-

mas del arte del constructor, pero un tanto ajeno a una metodología científica.

XI-2 EL BOMBEO

Dentro de la terminología de las Obras Complementarias de Drenaje, se denomina Bombeo a la pendiente transversal que se da en las carreteras y en las aeropistas para permitir que el agua que directamente cae sobre ellas escurra hacia sus dos hombros. En los caminos normales de dos bandas de circulación y en secciones en tangente es común que el bombeo se disponga con un 2% de pendiente desde el eje del camino hasta el hombro correspondiente; en las secciones en curva, el bombeo se superpone con la sobreelevación necesaria, de manera que según se entra a la curva, esta última domina rápidamente, de manera que la pendiente transversal ocurre sin discontinuidades, desde el hombro más elevado al más bajo; en este caso y dentro de la transición de la sección en tangente a la de plena curva, suele haber un trécho en el que se complica un poco la conformación de una pendiente transversal adecuada, siendo éste un problema que debe resolverse en cada caso, pero al que ayuda siempre la existencia de pendiente longitudinal. En las carreteras con pavimento rígido el bombeo puede ser un poco menor, por ejemplo del orden de 1.5%.

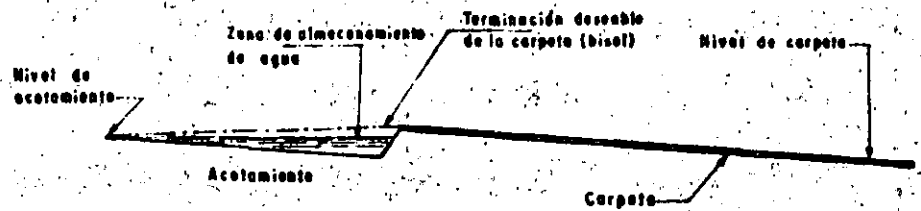
En las aeropistas se dispone también el bombeo desde el eje hacia los hombros, con pendiente de 1.5%, generalmente. En México se ha llegado a aceptar 1.25%.

En las carreteras de más de dos bandas de circulación pueden presentarse dos casos típicos. O se tiene un camellón central relativamente estrecho o se tiene uno muy amplio, generalmente sembrado de pasto. En el primer caso, es común que el bombeo tenga lugar del camellón hacia ambos hombros, pero en el segundo es común que se disponga un bombeo mixto, en dos vertientes, con pendientes desde el eje de cada banda hacia el hombro respectivo y hacia la sección central de la vía, en la cual suele existir un elemento de canalización.

Es común que en las curvas se produzca una zona de almacenamiento de agua en la parte del acotamiento que linda con la carpeta en el hombro más alto cuando, como sucede a veces, dicha carpeta tiene un nivel algo más alto que el del acotamiento. Para evitar esta zona de almacenamiento de agua e infiltración es recomendable terminar la orilla de la carpeta en bisel (Fig. XI-1).

Cuando se construyen terraplenes sobre suelos blandos, el bombeo, tiende a perderse con el tiempo, porque se produce mayor asentamiento en el centro de la sección que en sus hombros; el cálculo de asentamientos permite conocer esa diferencia en el valor de dicho asentamiento, a fin de hacer una previsión en el proyecto, exagerando el bombeo inicial, para

Figura XI-1. Terminación de la carpeta para evitar encharcamiento en zonas interiores de curvas.



evitar o, por lo menos, reducir el problema, que tiene su importancia práctica, pues no debe olvidarse que las eventuales renivelaciones futuras habrán de hacerse con material de carpeta, que es el más costoso.

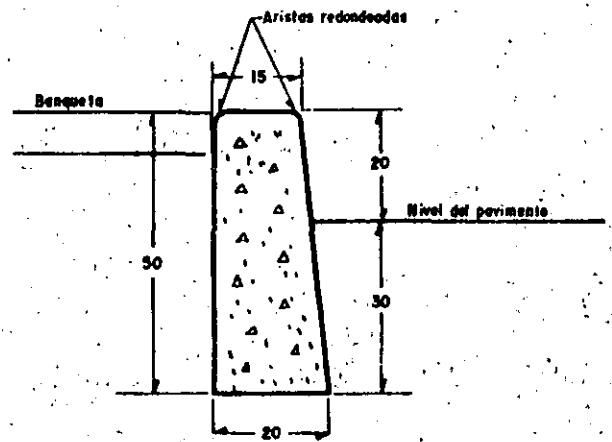
En caminos revestidos seguramente conviene que el bombeo no baje de 4 % para dar muy rápida salida al agua transversalmente; en estos caminos modestos hay tendencia a transitar por la zona central, lo que provoca la formación de surcos en el revestimiento, con desplazamiento del material hacia afuera, formando zonas de encharcamiento muy perjudiciales, si el bombeo no es fuerte.

En las autopistas de 4 o más bandas de circulación y camellón central suele ser un grave problema la acumulación en el camellón de toda el agua que se colecta en el ala más elevada de las curvas con sobre-elevación; eventualmente ha llegado a suceder que inclusive el agua rebasa el camellón que la represa, invadiendo la otra ala de la autopista; para evitar este peligro se dejan pequeñas interrupciones en el camellón, de trecho en trecho, con lo que el agua se concentra en ellas y pasa al ala opuesta. La solución definitiva de este problema es la construcción de un colector subterráneo bajo el camellón, al que pueda llegar el agua por bocas de tormenta situadas en el propio camellón y dispuestas en un tramo de longitud suficiente; el agua que se concentre en el colector subterráneo ha de ser eliminada en forma conveniente. Obviamente ésta es una solución cara, si se piensa que habría de ser aplicada en todas las curvas de la autopista. No existe una solución barata de tipo general a este problema. Cuando la conformación de la superficie de la curva es favorable, podría sustituirse el colector profundo por una caja de concreto con una sola entrada y su salida correspondiente; esto podrá hacerse pocas veces, pues la mayoría de las curvas serán amplias. Otra solución ocasional podría ser la construcción de una pequeña cuneta en el espacio del camellón, guardando todas las normas que la Ingeniería de Tránsito impondría a una depresión tal, vecina de las bandas de circulación de alta velocidad. El problema es difícil y sus efectos, muy perjudiciales para el tránsito; en cada caso deberá buscarse la solución que mejor se adapte a las condiciones geométricas.

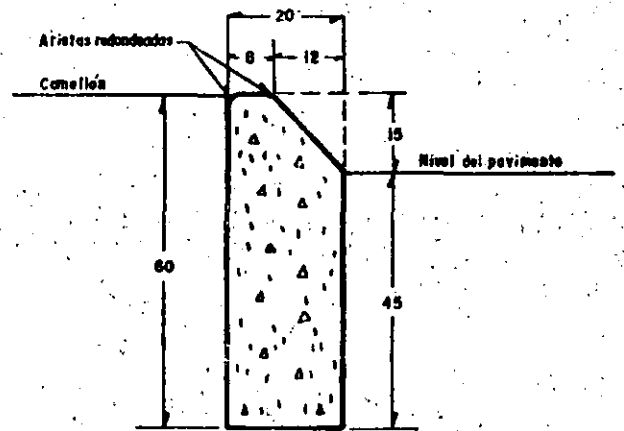
XI-3 LAS GUARNICIONES

En zonas urbanas, las guarniciones se construyen

en las orillas de las banquetas, para contener a las mismas y evitar que deslicen sobre la superficie de rodamiento; a la vez tienen la función de proteger a las banquetas contra la acción del tránsito. En las carreteras, las guarniciones se construyen con los mismos objetivos en las banquetas de los puentes, de las casetas de cobro de peaje y de pasos a desnivel y en algunos tipos de los camellones que separan las bandas de circulación de las autopistas o que se



C.- Guarnición en camellones laterales y banquetas



D.- Guarnición en camellón central

EN AMBOS CASOS:

- 1.- Dimensiones en cm
- 2.- Juntas de Dilatación de cartón estofado de 0.3 cm de espesor deberán disponerse a cada 6.0m como máximo
- 3.- Concreto de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Figura XI-2. Formas típicas de guarniciones (Ref. 1).

construyen en entronques, isletas de pasos a nivel, etcétera.

Las guarniciones tienen relación con el drenaje, aunque ese no sea su objetivo principal, pues canalizan el agua que escurre en la superficie de rodamiento, guiándola hacia salidas especialmente dispuestas.

(La forma típica de las guarniciones se presenta en la Fig. XI-2 Ref. 1).

La forma trapezoidal se dispone para dar mayor resistencia a la sección al vuelco; el mismo objetivo se busca con la esbeltez de la sección, que permite una longitud de empotramiento conveniente.

Es práctica de algunos países colocar una verdadera guarnición enterrada entre la orilla de la carpeta y los acotamientos; se busca proteger al pavimento dándole, el confinamiento que le falta en las zonas de borde. Si esta guarnición se pinta adecuadamente, constituye un excelente medio de señalización; si la parte ligeramente sobresaliente es corrugada es una muy buena advertencia para el conductor que permite que su vehículo salga de la zona de carpeta (Ref. 1). Si se adopta esta solución, ha de prevverse desde la construcción de las capas inferiores del pavimento, adoptando las precauciones necesarias para que no impida el drenaje lateral del mismo (Ref. 2).

Las guarniciones se construyen usualmente de concreto, pero la piedra pudiera ser conveniente, si existe este material y abunda la mano de obra. La construcción presenta el problema específico del curado, que siempre será molesto y, a veces, de difícil y costosa solución en zonas en que el agua escasea mucho; generalmente se requieren 6 riegos al día. Se han empleado con éxito productos comerciales que facilitan el curado de la mezcla.

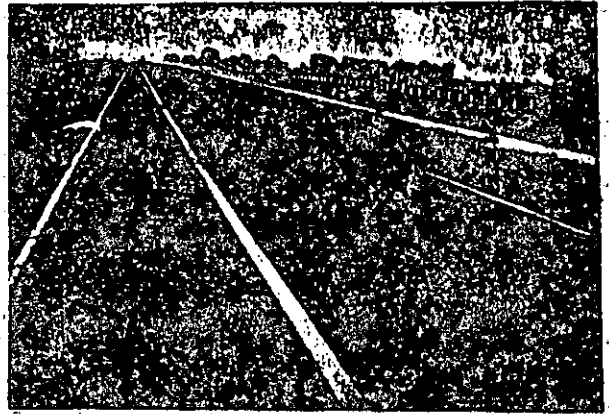
En la construcción de guarniciones de concreto se utiliza cimbra deslizante, de madera o de lámina de acero, siendo preferible las últimas por ser más fáciles de manejar y más durables, además de que logran mejor acabado en la guarnición.

Conviene siempre vibrar el concreto.

Se ha dicho en algunas ocasiones que la guarnición, sobre todo si es relativamente alta puede constituir un obstáculo psicológico para el tránsito, lo que produce un efecto de canalización que reduce los anchos efectivos; por este concepto, no conviene que sobresalgan más de 15 ó 20 cm.

XI-4 LOS BORDILLOS

Los bordillos son estructuras que se colocan en el lado exterior del acotamiento en las secciones tangente, en el borde opuesto al corte en las secciones en balcón o en la parte interior de las secciones de terraplén en curva. Son pequeños bordos que forman una barrera para conducir el agua hacia los lavaderos y las bajadas, evitando erosiones en los taludes



Vista de un bordillo.

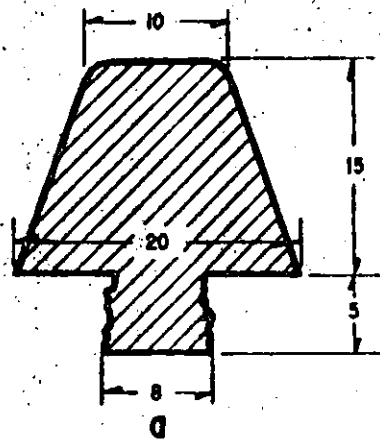
y saturación de éstos por el agua que cae sobre la corona del camino (Ref. 1).

La práctica mexicana utiliza generalmente bordillos de sección trapezoidal, de concreto asfáltico o hidráulico (Fig. XI-3. Ref. 1).

El anclaje que muestra el bordillo tipo a lo fija muy adecuadamente al material del acotamiento, protegiendo el alineamiento; el anclaje no se construye continuo, sino intermitente, por ejemplo, en pequeños tramos de 8 ó 10 cm cada 6 m. Seguramente el bordillo del tipo b es el que con más frecuencia puede verse en las carreteras mexicanas.

La altura del bordillo debe ser suficiente para que no sea rebasado por el agua almacenada, pero no debe rebasar ciertos límites, arriba de los cuales crea una sensación psicológica de confinamiento que es inconveniente para el vehículo que ha de estacionarse en el acotamiento o eventualmente circular por él; los bordillos demasiado altos también pueden impedir la apertura de puertas de los vehículos estacionados. Seguramente no debe pasarse de 25 cm en la altura de los bordillos, pero funcionarán muy bien en la gran mayoría de los casos estructuras con 12 ó 15 cm.

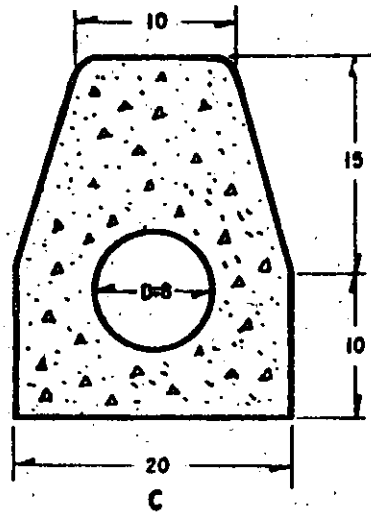
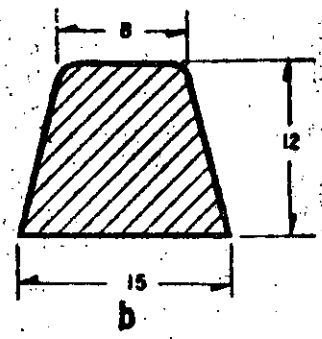
Para la construcción de los bordillos se utiliza preferentemente el concreto asfáltico o el hidráulico; podría pensarse en utilizar la piedra en donde exista y se desee el empleo masivo de mano de obra. En la construcción de bordillos de concreto asfáltico o hidráulico ha de emplearse cimbra metálica o de madera, a no ser que se disponga de máquinas especiales, que permitan la construcción en forma mucho más expedita de lo que permite el empleo de cimbra, que da lugar a operaciones lentas y caras. Las máquinas especiales tienen un molde de la estructura que es alimentado del material correspondiente por un tornillo sin fin; en estos casos es esencial vigilar la velocidad de avance de la máquina, que define la consistencia estructural y el buen acabado de la obra. En el uso del concreto asfáltico es también muy importante un adecuado control de la temperatura; valores elevados de ésta conducen a obras sin la debida liga, que se desintegran, en tanto que temperaturas



Bordillo con anclaje

Bordillos de concreto asfáltico, elaborado con material pétreo de tamaño máximo de 3/4" y cemento asfáltico No. 6 en proporción aproximada de 100 kg/m³ de material pétreo

6



Bordillos de concreto hidráulico, con $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$

Todas las dimensiones están en centímetros

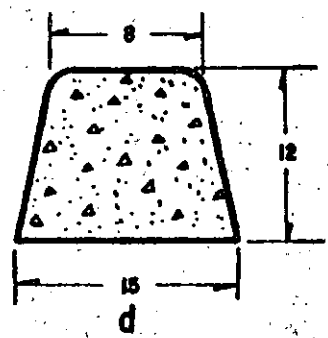


Figura XI-3. Tipos de bordillos comunes en la práctica mexicana (Ref. 1).

bajas producen estructuras poco consistentes, por manejarse un producto de excesiva viscosidad. Ciento treinta grados centígrados es quizá un valor recomendable para la temperatura, en condiciones normales (Ref. 1).

Especialmente los bordillos de concreto hidráulico requieren juntas de expansión, que suelen disponerse cada 10 m. En este mismo material deberá cuidarse especialmente el curado.

La tabla XI-1 (Ref. 1) proporciona los límites entre los que debe mantenerse la curva de distribución granulométrica del material pétreo que se incorpore a la planta en la que se fabrique el concreto asfáltico para bordillos.

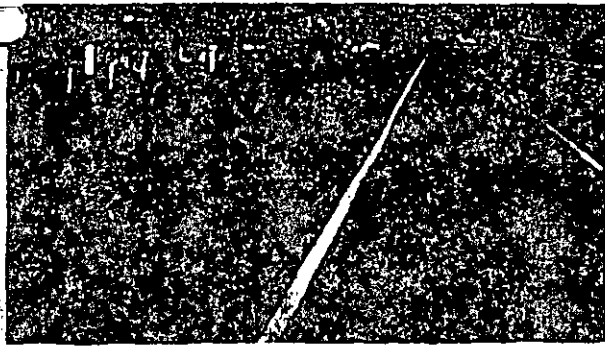
El gasto que debe esperarse para ser canalizado por un bordillo puede calcularse en función del área drenada (entre lavaderos), de la precipitación máxima por hora y de la duración de ésta.

TABLA XI-1

Requerimientos granulométricos de materiales pétreos utilizados en el concreto asfáltico para bordillos, según la práctica mexicana (Ref. 1)

Malla	% que pasa, en peso
3/4"	—100
1/2"	100-85
3/8"	100-75
Nº 4	80-60
Nº 8	60-45
Nº 50	30-18
Nº 200	15-5

Al aumentar la pendiente longitudinal de la carretera aumenta la velocidad de escurrimiento del agua confinada por los bordillos y, por consiguiente,



Acotamiento, bordillo y terraplén bien vegetado.

disminuyen el requerimiento de área hidráulica, el tirante y el ancho de la lámina de agua. Todos los anteriores son efectos deseables y contribuyen a fundamentar el criterio de que es siempre conveniente que exista algo de pendiente longitudinal en las carreteras. Los efectos anteriores también se favorecen si el coeficiente de rugosidad de los acotamientos es bajo, lo que conduce a la conveniencia de tener un buen acabado superficial en esas zonas. Por otro lado cabe comentar que el tirante o el ancho de la lámina que escurre confinada por el bordillo son funciones muy poco sensibles a la pendiente longitudinal, de manera que bastará disponer un pequeño valor de este concepto en la vía terrestre para ser garantizado un escurrimiento adecuado. La Ref. 3 contiene una exposición bastante completa de los métodos para el análisis hidráulico de los bordillos, tema que se considera fuera de la esfera de interés de este libro.

La liga entre los bordillos y los lavaderos o bajadas que finalmente eliminan al agua de la corona de la vía debe ser motivo de atención, para el mantenimiento eficiente del sistema; a este respecto conviene deprimir ligeramente la superficie del acotamiento cerca de la entrada de los lavaderos. En algunos países de Europa se construyen los bordillos en forma de L, siendo la parte vertical el bordillo propiamente dicho y la horizontal, de unos 50 cm, parte del acotamiento, si esta última se maneja con una pendiente adecuada puede llegarse prácticamente a la construcción de una cuneta, con base en la cual es muy fácil canalizar convenientemente el agua y establecer una liga muy adecuada con lavaderos y bajadas. El uso de una sección como ésta es caro y seguramente sólo se justifica en caminos importantes, en zonas excepcionalmente lluviosas y cuando se utilizan materiales muy erosionables.

Lo usual es unir el bordillo con los lavaderos por medio de dos curvas, continuando la zona deprimida del acotamiento. La curva correspondiente al lado arriba del bordillo respecto al lavadero suele hacerse más amplia que la de aguas abajo, para facilitar el paso del agua.

Como todas las obras complementarias de drenaje los bordillos no deben verse como soluciones rutina-

rias de uso indiscriminado, sino sólo proyectarse en donde realmente sean necesarios. En principio un bordillo es un obstáculo a la rápida eliminación del agua en la dirección transversal; por ende resultará contraproducente desde este punto de vista. Sólo deberán utilizarse, por lo tanto, en aquellos lugares en que el escurrimiento del agua sobre los terraplenes cause trastornos, porque el material que forme los taludes sea realmente erosionable y esté desprotegido. Es importante considerar que la protección con vegetación en los taludes de los terraplenes es una alternativa a la construcción de bordillos, pues materiales bien protegidos por especies vegetales ya no se erosionan. Otra protección que puede hacer innecesarios a los bordillos es la que se obtiene en forma natural en terraplenes muy bajos (menos de 1.50 m de altura), es los que el agua no puede alcanzar velocidades erosivas. Finalmente, otro factor a ponderar será evidentemente la intensidad y duración de los períodos de precipitación pluvial.

La conservación de los bordillos es costosa. En ocasiones, llega a ser innecesaria, cuando los taludes se vegetan suficientemente con el tiempo; en tales casos los bordillos deberán eliminarse.

XI-5 LOS LAVADEROS

Los lavaderos son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes, con la misión de conducir el agua de lluvia que escurre por los acotamientos hasta lugares alejados de los terraplenes, en donde ya sea inofensiva. En general son estructuras de muy fuerte pendiente y en esta circunstancia radica la mayoría de los peligros que los aquejan.

Cuando se disponen en los caminos están sobre los terraplenes, sobre los lados en terraplén de cortes en balcón (generalmente a la entrada y a la salida) o en los lados interiores de curvas, cuando corresponden a secciones también en terraplén. En tramos en tangentes suelen disponerse cada 60 ó 100 m, pero esta separación puede ser variable, dependiendo de la pendiente longitudinal de la vía terrestre y del régimen de precipitación pluvial en la zona. La Fig. XI-4 (Ref. 1) muestra la planta típica de un lavadero construido en mampostería, un corte según su eje longitudinal y una perspectiva de su disposición en una carretera.

La capacidad del umbral de entrada del lavadero dependerá de la separación entre ellos, del gasto total que escurre por el bordillo y del tirante en una sección inmediatamente antes del umbral. Izzard (Refs. 3 y 4) proporciona la siguiente fórmula para el cálculo de la longitud del umbral de entrada al lavadero, que toma en cuenta el cambio brusco de dirección que ha de sufrir el agua en ese lugar:

$$L_u = \frac{Q}{0.386 (a + y)^{3/2}} \quad (11-1)$$

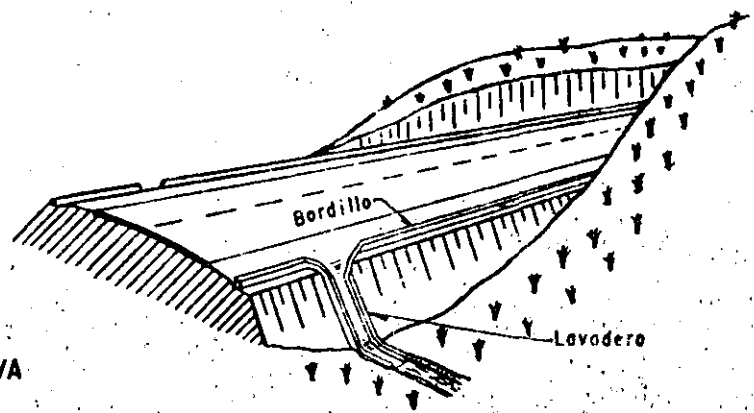
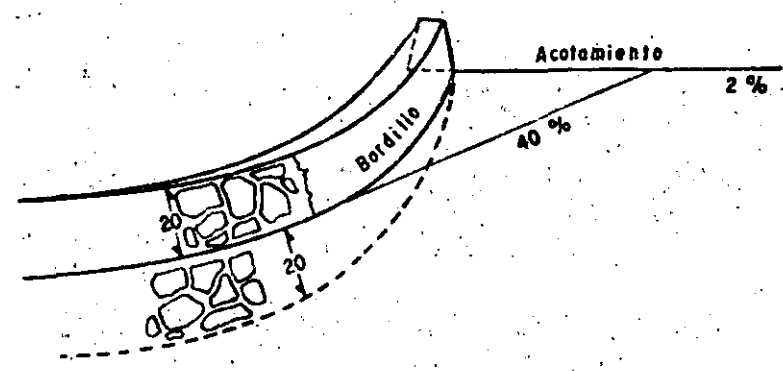
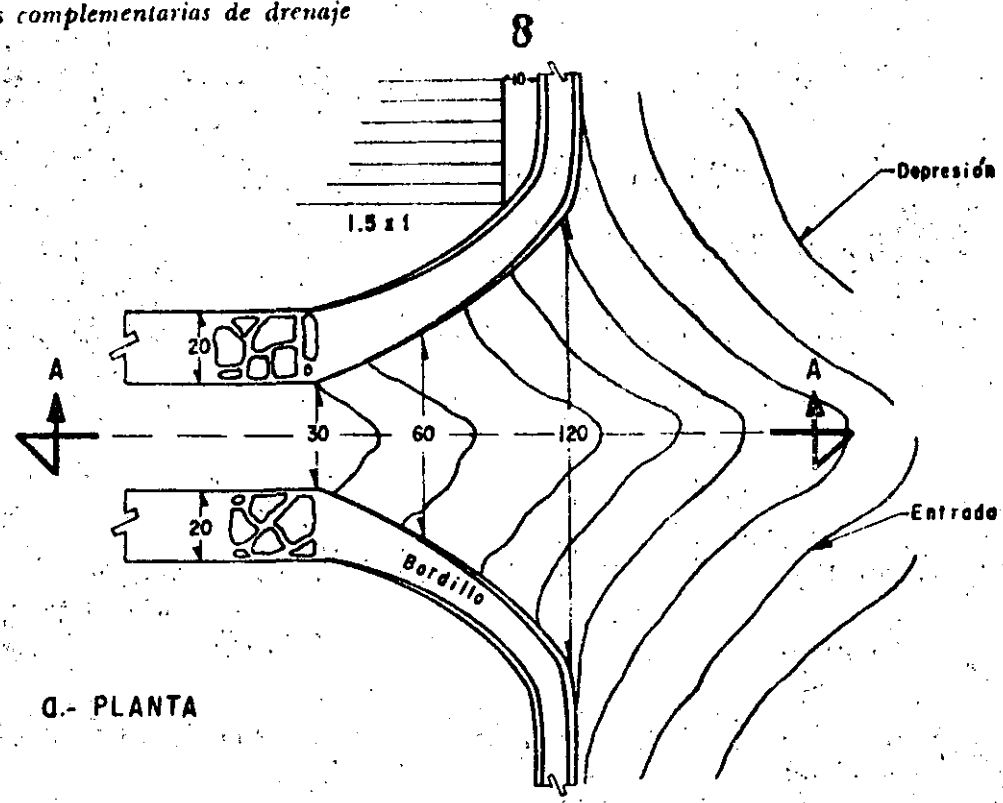


Figura XI-4. Lavadero (Ref. 1).



Un lavadero de mampostería, con plantilla de acero, en correcto funcionamiento.

donde:

L_e es la longitud del umbral de entrada al lavadero, en m.

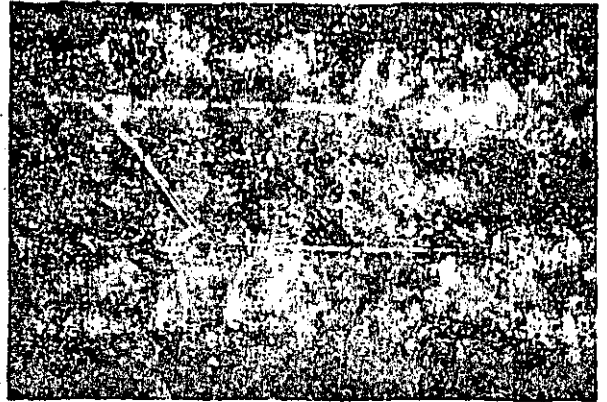
Q es el gasto que llega al lavadero y ha de descender por él, en $m^3/seg.$

a es el desnivel entre el acotamiento y la sección más deprimida del umbral de entrada al bordillo, en m. Generalmente es del orden de 0,6 m.

y es el tirante de escurrimiento sobre el acotamiento, en una sección próxima al umbral de entrada, en m.

Por lo difícil que es de lograr que todo el gasto que baja confinado por el bordillo sea captado por el lavadero, dado el brusco viraje que el agua ha de hacer, es usual aceptar que únicamente entre el 80 y 90% del agua sea captada.

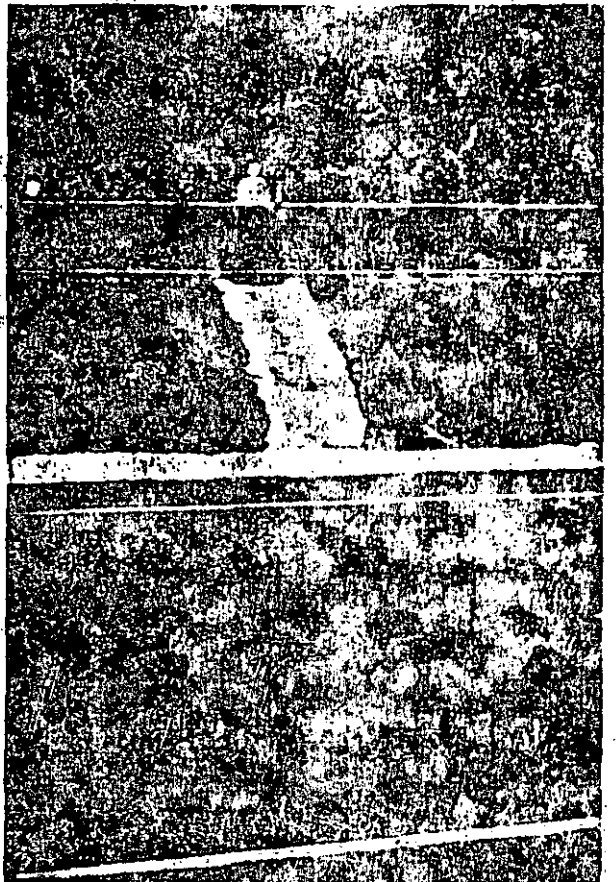
A despecho de la fórmula anterior, lo común es que las entradas de todos los lavaderos sean iguales, con capacidades de descarga muy similares, manejándose las diferentes necesidades de captación más bien con base en la separación entre lavaderos. Si L es la longitud del umbral de entrada del lavadero elegida como estándar y L_u es la longitud necesaria para



Integración de un lavadero a los sistemas generales de drenaje.

captar todo el gasto que llegue, la Fig. XI-5 (Ref. 3) proporciona la porción del gasto total que es capaz de captar la entrada de longitud L ; en la figura se denomina Q al gasto total que llega y Q_c al gasto captado.

En la Fig. XI-6 (Ref. 3), complementaria de la anterior, puede calcularse la longitud necesaria en la entrada del lavadero (L_u) para captar todo el gasto Q que llega a ella.



Un lavadero instalado en la zona central de una autopista con bandas separadas.

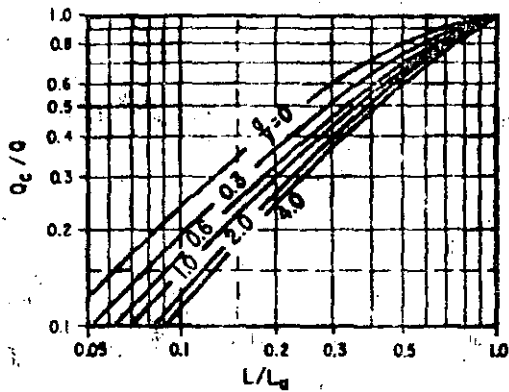
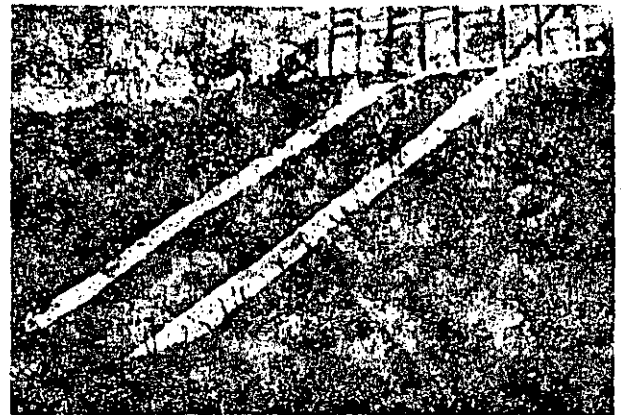


Figura XI-5. Porción del gasto total que es capaz de captar una entrada de lavadero de longitud L . (Ref. 5).



Lavadero de mampostería sin adecuada protección de salida.

En las Figs. XI-5 y XI-6, a y y (y_e) tienen los sentidos que se describieron en relación a la fórmula 11-1.

El lavadero propiamente dicho es la rápida revestida que va desde el umbral de entrada en la parte alta del terraplén hasta los cerros del mismo o, yendo aún más adelante, hasta donde se efectúe la descarga final del agua para que ésta sea inofensiva. Es usual que la bajada tenga una sección estándar (Fig. IX-4) y el dimensionamiento hidráulico se hace verificando, a partir del gasto de entrada, la altura en los

bordos del lavadero. En la Ref. 3 se mencionan los criterios para efectuar este diseño hidráulico.

Las fuertes velocidades con que el agua baja por el lavadero harían en principio necesaria la construcción de una caja disipadora de energía al pie del mismo, con objeto de evitar erosiones del propio lavadero al pie del terraplén; la alternativa sería la prolongación del lavadero en un abanico de amortiguación y en la longitud suficiente. La construcción de la caja disipadora sería quizá todavía más imperativa si en lugar de utilizar bajada abierta se proveyese al lavadero de un tubo de caída. Una solución tan completa desde el punto de vista hidráulico resultaría demasiado costosa, por lo que desde las primeras investigaciones sobre estos temas se procuró hallar otra solución diferente que amortiguase la energía adquirida por el agua en la bajada a menor costo; la solución parece ser dar gran rugosidad a la plantilla del lavadero provocando un flujo de bajada fuertemente turbulento, con arrastre de aire en la vena líquida, lo que parece reducir la energía de la bajada en forma suficiente. La mampostería muy rugosa o el escalonamiento de la plantilla parecen producir muy buenos resultados. De todas maneras, cuando la altura del terraplén es grande y el gasto que se elimina de consideración, subsiste el problema de la erosión a la salida del lavadero, en el pie del talud, donde pueden producirse erosiones muy peligrosas, que en añadidura son remontables y pueden conducir a la destrucción de la obra. En estos casos será imprescindible que el ingeniero responsable ejerza una vigilancia especial, construyendo obras de disipación y encauzamiento donde se vean necesarias.

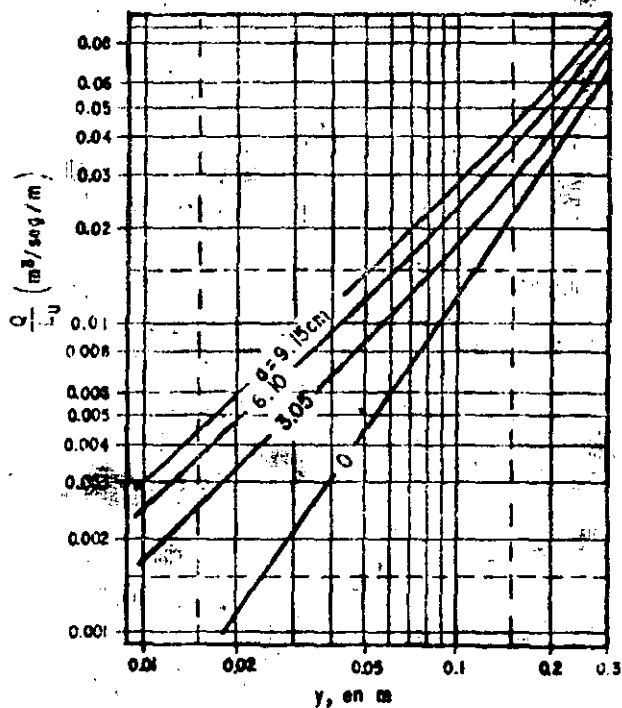
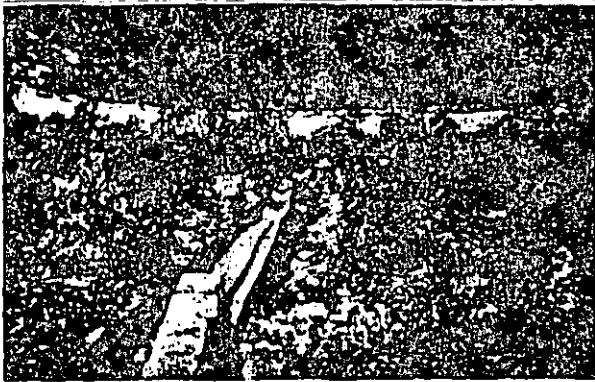


Figura XI-6. Longitud de entrada a un lavadero para captar todo el gasto de llegada (Ref. 3).

La rugosidad necesaria en la plantilla puede incrementarse también colocando piedras ahogadas parcialmente en el concreto, cuando los lavaderos se hacen con este material. Los detalles del funcionamiento hidráulico de estas plantillas rugosas pueden verse también en la multitudada Ref. 3. De la misma se extrae, como norma de criterio la Fig. XI-7, que pro-



Defecto de andaje en un lavadero metálico.

porciona las velocidades permisibles para el pie del lavadero de plantilla rugosa, en función del material del terraplén, del que constituya el terreno natural en el lugar de la descarga o de la protección que se haga en dicho lugar.

Es interesante hacer notar que los cálculos hidráulicos parecen concluir (Ref. 1) que la velocidad máxima que el agua alcanza en los lavaderos de plantilla rugosa se produce a muy corta distancia del umbral de entrada, por lo que la vigilancia en lo que respecta a la erosión al pie de la estructura deberá centrarse más bien con base en los materiales que existan en el lugar de descarga, ejerciéndose en forma prácticamente independiente de la longitud del lavadero.

Un punto importante en la construcción de los lavaderos es darles suficiente estabilidad dentro del cuerpo del terraplén, por lo que suelen hundirse en éste, llegando la corona de sus muretes de borde al nivel del material del talud. La práctica de la colocación directa del lavadero sobre el talud debe verse siempre como inadecuada.

Los lavaderos se construyen muy frecuentemente de mampostería con junteo de lechada de cemento en proporción 1:4. También se hacen de concreto, como se dijo y, finalmente, se construyen de media sección de tubo de lámina galvanizada corrugada con juntas atornilladas; en este último caso, el tubo debe salir de una plantilla de mampostería o de concreto, con cuyos materiales deberá construirse invariablemente la entrada, así como rematar en un final de bajada también de mampostería o de concreto; es muy recomendable que en zonas intermedias de su desarrollo, el tubo se amarre con silletas de mampostería.

En terraplenes muy altos puede convenir colocar los lavaderos transversal y longitudinalmente, colocando algunas secciones en la dirección longitudinal sobre la superficie del talud, para captar y eliminar las aguas que caen directamente sobre éste, formando así una verdadera retícula canalizadora.

Los lavaderos se colocan también como elementos eliminadores del agua captada por cunetas y contracunetas, estructuras de drenaje que se mencionan más adelante. En este caso se presenta una zona crítica en la unión entre ambas estructuras, pues existe entonces el peligro de que el agua se introduzca bajo

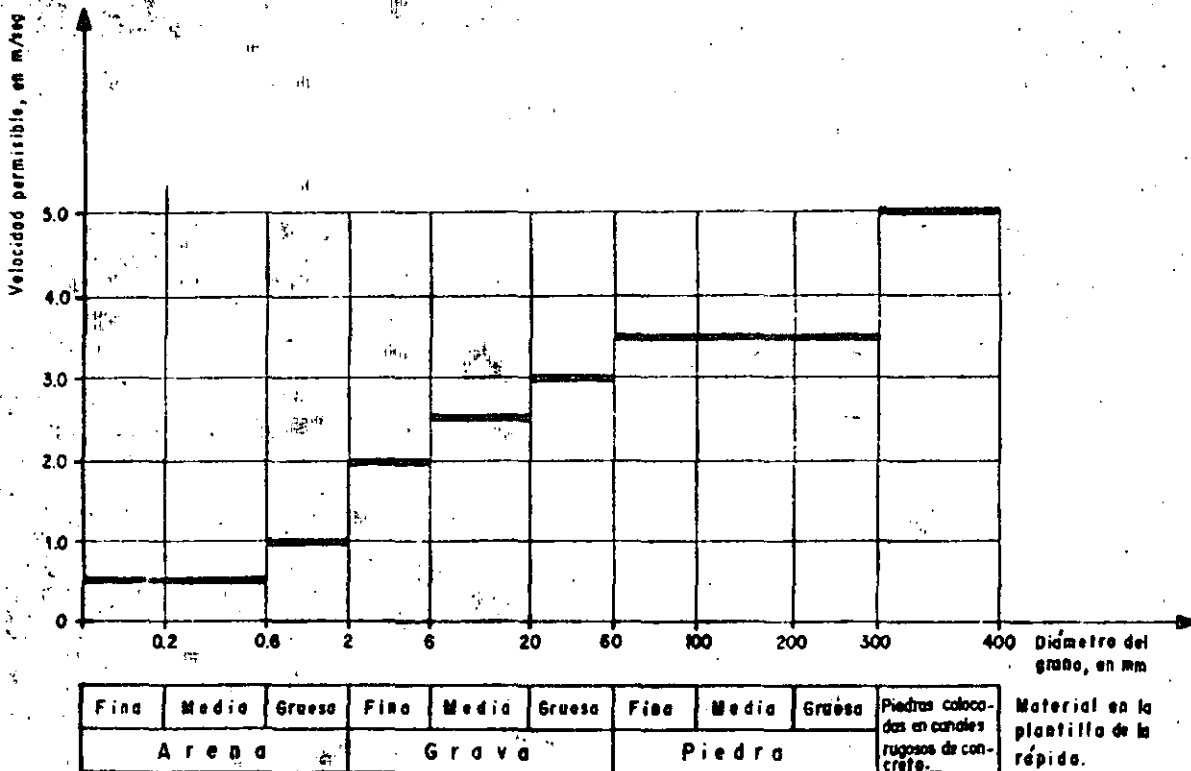


Figura XI-7. Velocidades permisibles al pie de lavaderos de plantilla rugosa (Ref. 3).



Sistema de lavaderos en un camino modesto. Nótese la buena integración a la topografía.

el lavadero, erosionando y disminuyendo su sustentación, con riesgo de falla (Ref. 5). Para evitar este peligro es recomendable que esta zona de unión sea amplia y sin quiebres y que el lavadero tenga un dentellón de entrada, para protegerlo del efecto de filtración; dicho dentellón puede tener una profundidad tan pequeña como 50 cm.

Caben respecto a los lavaderos los mismos comentarios ya hechos en relación a otras obras complementarias de drenaje. No son estructuras que deban proyectarse indefectiblemente, sino únicamente cuando se hagan realmente necesarias. Esto está ligado a la necesidad de proteger terraplenes formados por materiales erosionables y no suficientemente protegidos por otros métodos, tales como por ejemplo, la vegetación.

En carreteras de especificaciones modestas es relativamente frecuente ver que alcantarillas de tubo descuellan dentro del cuerpo del terraplén, por encima del nivel del lecho del cauce que las originó; como se comentará más adelante, es difícil concebir un caso en que esta sea una buena práctica, pero cuando ella ocurra será indispensable dotar a la alcantarilla de un lavadero de salida o de una bajada



Lavadero destruido por falta de andaje y otras obras de defensa.

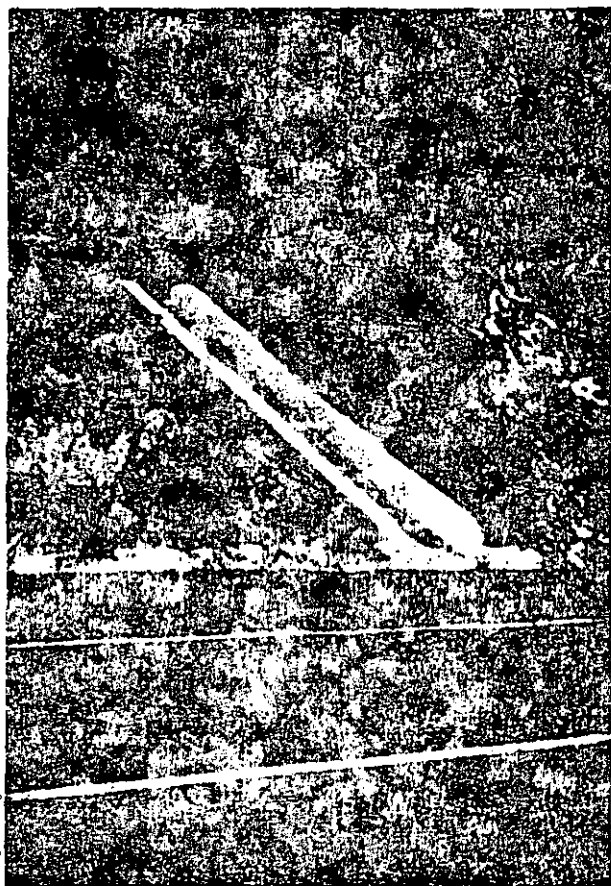
del tipo de las que se describen en el siguiente inciso de este Capítulo. El lavadero podrá entonces ser mucho más amplio que los convencionales de que hasta ahora se ha hablado; guardando los lineamientos generales que se han señalado, su capacidad hidráulica debe ser suficiente para eliminar todo el gasto de la alcantarilla.

El costo de conservación de los lavaderos es alto y la vigilancia que sobre ellos ha de ejercerse, intensa, pues es frecuente que sufran distorsiones por todos los movimientos que son comunes en los taludes de los terraplenes, aun en buenas condiciones de estabilidad.

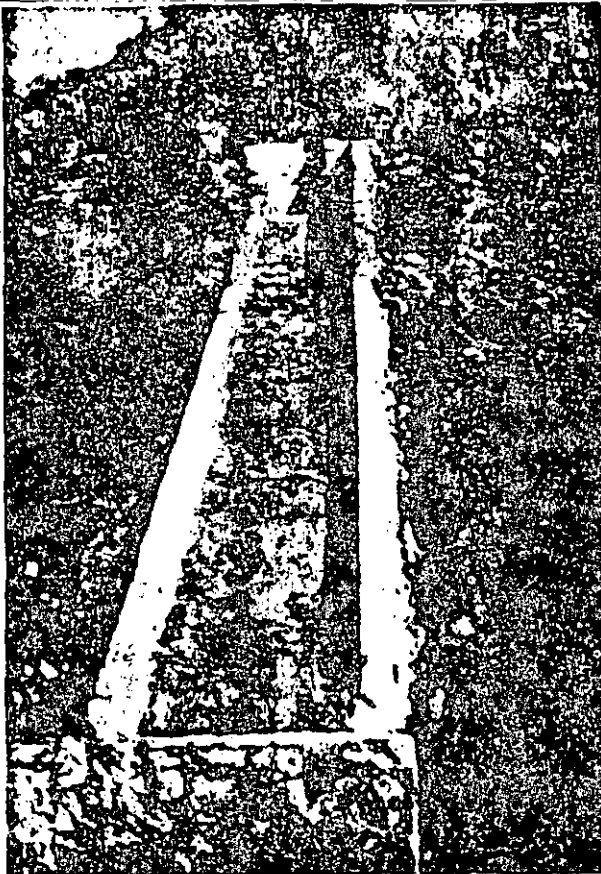
XI-6 LAS BAJADAS

Se denomina así a estructuras de función análoga a los lavaderos, pero constituidas por un tubo apoyado en la superficie inclinada del terreno o enterrado en él. En rigor la distinción respecto a los lavaderos es un tanto de simple nomenclatura y muchos ingenieros consideran a las bajadas como lavaderos entubados.

La tubería que se ha empleado con más éxito es la de lámina, provista de alguna junta capaz de absorber pequeños movimientos por temperatura o por



Bajada en funcionamiento correcto.



Una bajada para defensa de la salida de una alcantarilla.

asentamiento del terraplén o del terreno en que se coloque el tubo.

En lugares de precipitación escasa o en donde la velocidad de escurrimiento no vaya a ser demasiado alta, podrá utilizarse también el concreto hidráulico para hacer los tubos. Si se protege al concreto contra la erosión en forma efectiva podrá extenderse mucho el campo de aplicación de este material en el sentido de las velocidades crecientes. Finalmente, se ha usado también la tubería de barro vitrificado, juntada con campana. El diámetro mínimo en los tubos de la bajada deberá ser de 45 cm, pero no es difícil ver diámetros mayores, 60 cm o más, en lugares en donde se prevé la necesidad de eliminar grandes pastos.

Las bajadas tienen el inconveniente de la dificultad de inspección, que en algunas ocasiones puede llegar a obligar a la utilización de sondeos.

Uno de los usos más frecuentes de las bajadas se tiene cuando dentro de la longitud de un corte queda comprendido un talweg en el coronamiento; el agua que ahí cae no puede dejarse escurrir libremente sobre el talud del corte, porque es demasiada, ni puede ser canalizada a la cuneta por la misma razón. La bajada es la solución típica al problema, con un tubo que atraviese la corona del camino y conduzca el agua a donde no dañe.



Bajada destruida por falta de anclaje.

XI-7 LAS BERMAS

En rigor, las bermas que ahora se mencionan ya han sido tratadas anteriormente (Capítulo VI del Volumen I de esta obra), aunque predominantemente ligadas a problemas de estabilidad de terraplenes; bajo el nombre de escalonamientos se trataron elementos estructurales similares que se construyen en los cortes, para cuidar también la estabilidad de los mismos.

Estas bermas o escalonamientos pueden cumplir también funciones de drenaje superficial, de control de aguas broncas y de conducción y eliminación; es en este sentido, como vuelven a ser tratadas en este sitio.

Las bermas construidas en los terraplenes con fines de drenaje suelen tener una relación peralte:huella en el orden de 1:1 a 1:1.5 y son de dimensiones pequeñas, verdaderos escalones; aquellos valores pueden aumentar a 1:2 ó 1:3 en las que se construyen sobre el terreno natural, para control de las aguas que bajan por él amenazando la vía terrestre, dando lugar a una estructura análoga en sus objetivos a las que se hacen en terrenos de labor en declive como protección contra la erosión (Ref. 1). Los escalonamientos en los cortes, cuando se construyen para interrumpir la trayectoria de bajada de las aguas suelen tener su relación peralte:huella gobernada por la inclinación general del corte, por lo que ésta difícilmente podrá pasar de 0.75:1 ó 1:1.

El efecto de la berma o del escalonamiento es disminuir la fuerza erosiva del agua que escurre superficialmente por los taludes de un terraplén o un corte o por el terreno natural. Estos elementos pueden encauzar más convenientemente al agua colectada si se les da una pendiente apropiada hacia lavaderos, bajadas o estructuras análogas; esta agua erosionaría de otra manera los taludes causando arrastres que provocarían problemas en las cunetas o se infiltraría en el propio talud con malos efectos sobre su estabilidad general.

Los problemas de infiltración pudieran ser graves

sobre todo en el caso de escalonamientos en cortes con materiales susceptibles y estos elementos podrían contribuir a auspiciarlos, pues es frecuente que en la dirección de su desarrollo longitudinal presenten largos trechos con poca pendiente. En estos casos, los escalonamientos deberán protegerse o no hacerse. La protección puede ir desde dar al escalón una ligera pendiente hacia el interior del corte, poniendo en ese borde interior una cuneta con pendiente suficiente para eliminar rápidamente el agua recolectada, hasta una completa impermeabilización de las huellas, incluyendo la cuneta mencionada. Esta última se ha hecho con suelo-cemento, suelo-asfalto o aún con concreto.

Los materiales más susceptibles a la infiltración de agua en escalones son las rocas juntas o agrietadas, sobre todo si su echado es desfavorable a la vía y los suelos residuales que contengan estructuras horizontales en formación desfavorable; también hay suelos que por su constitución son muy susceptibles, tales como los loes o muchos suelos limosos. Son tan malas las consecuencias de la infiltración de agua en los escalonamientos formados en materiales susceptibles que en todos los casos de duda en que no sea posible emplear una impermeabilización de completa garantía, será preferible no hacerlos.

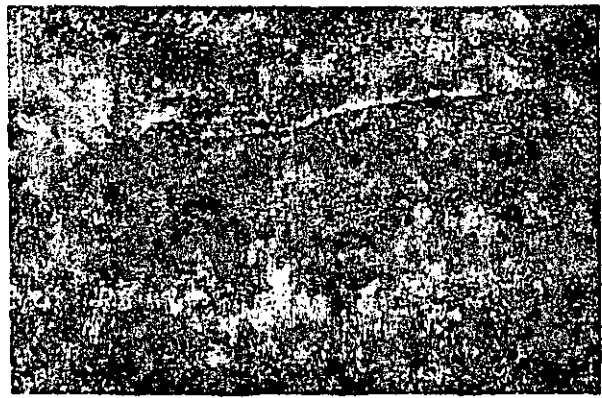
En ocasiones se aprovechan estos escalones para plantar pequeños arbustos que una vez desarrollados protegen muy efectivamente la superficie del talud contra la erosión.

AL-9 LA VEGETACION

Una de las más efectivas protecciones de los taludes de un corte o un terraplén o del terreno natural contra la acción erosiva del agua superficial es la plantación de especies vegetales; éstas retardan el avance del agua, disminuyendo mucho la energía del agua, y contribuyen a fomentar una condición de equilibrio en los suelos en cuanto a contenido de agua. Siempre que la vegetación exista, el ingeniero deberá respetarla. La deforestación sistemática, el



Protección de la zona central de una autopista con vegetación.



Protección de un talud con vegetación.

deshierbe o el desarraigo excesivos en la zona de derecho de vía o en la zona de influencia de una vía terrestre deben verse como una de las peores prácticas en que es dado caer a un ingeniero constructor. Más bien sus esfuerzos deberán tender a fomentar la protección vegetal en todos sus aspectos. Cuando ésta no exista, su plantación puede contribuir a proteger muy eficazmente la vía. Como ya se ha indicado, la plantación de especies vegetales debe estar a cuidado de especialistas, que utilicen variedades apropiadas en la región, cuyo crecimiento pueda ocurrir con los mínimos cuidados iniciales.

En los taludes son especialmente útiles especies trepadoras o pastos tupidos, en tanto que para las barreras protectoras en el terreno natural suelen dar mejor resultado los arbustos.

AL-9 LOS BORDOS

Se mencionan ahora los bordos de tierra u, ocasionalmente de mampostería, que se construyen para encauzar las aguas, sean en el terreno natural próximo a la vía terrestre, para que el agua llegue a gargantas, cauces naturales, etcétera, o sea en la entrada de las alcantarillas o puentes, con el fin de que el agua cruce apropiadamente por tales estructuras. Este segundo tipo de bordos es, con mucho, el más común y su planteamiento debe ser parte de un estudio hidrológico general que trasciende los objetivos de estos comentarios. El bordo de encauzamiento sobre el terreno natural, mencionado en primer lugar, debe responder a una necesidad topográfica, generalmente conectada con la existencia de talwegs que, de no existir los bordos, vaciarían sus aguas de manera peligrosa para la vía terrestre; con el bordo, éstas se dirigen, como se dijo, hacia cualquier clase de cauce natural por el que puedan ser eliminadas sin riesgo.

Los bordos se construyen generalmente con material producto de excavación; es normal que dicha excavación se desarrolle en forma más o menos paralela al propio bordo y debe procurarse que no constituya un tajo profundo. En el caso de los bordos interceptores que se construyen aguas arriba de la

vía terrestre, por ejemplo para conducir el agua colectada por un talweg hacia una cañada, que probablemente cruzará a la vía terrestre con una obra, convendrá que la excavación se ejecute aguas arriba del bordo, dando a la plantilla del canal así formado la pendiente necesaria para que el agua que llegue a caer en él sea conducida también hacia el cauce natural; de hecho, si este canal es profundo y formal, hará innecesario al bordo y el problema se habrá resuelto con un canal interceptor, que es una solución alternativa a contemplar. Cuando el canal producto de la excavación no sea profundo, ni esté conformado o cuando la zona de préstamo no esté inmediatamente próxima y alineada con el bordo, será cuando haya de hablarse de éste.

Los bordos de tierra suelen construirse con taludes 2:1 ó 3:1, en alturas que rara vez rebasan 2 m y con un ancho de corona en el orden de los 50 cm. En muchos países es común que se construyan a mano, realizando de esta manera también una compactación elemental del material que se coloca; para ello se utilizan pisones. Si se espera que el agua se mueva con cierta velocidad a lo largo del talud aguas arriba, podrá pensarse en proteger éste con piedra o en substituir el bordo por un murete de mampostería.

Antes de construirse el bordo debe despalmarse el terreno, exclusivamente bajo él, respetando la vegetación vecina y guardando el material de despalme aguas arriba para después colocarlo, todo o en parte, sobre el talud del bordo, para fomentar su vegetación.

Los bordos que encauzan las aguas hacia alcantarillas y obras de drenaje son en general estructuras bastante más formales que los anteriores, pues han de sufrir el embate de aguas rápidas. En estos casos serán comunes las protecciones de taludes con enrocamiento, la construcción con mampostería de buena calidad y aún el uso de muros de concreto (deflectores).

En muchas ocasiones los propios taludes del terraplén de la vía funcionarán como bordos encauzadores de escurrimiento hacia obras de drenaje; estos casos han de ser cuidadosamente detectados para planear las protecciones correspondientes, con vegetación, enrocamiento, mamposterías o muros de concreto, según las velocidades que se esperen en el agua encauzada.

Los ingenieros a cargo del drenaje de los caminos descuidan a veces la descarga de las aguas colectadas y encauzadas, la cual ocurre aguas abajo de la vía terrestre. Esta descarga, en ocasiones, causa daños en terrenos de labor, pastizales y aún en caseríos. Debe tenerse muy presente que la vía terrestre al interrumpir el drenaje general de una zona con su presencia y concentrar la descarga de las aguas que la cruzan en algunos puntos aislados, puede fácilmente generar problemas hidráulicos aguas abajo en zonas en que no existían previamente. Prever y solucionar estos problemas y eliminar las aguas que perjudicarían a su obra sin perjuicios de terceros debe ser una obli-

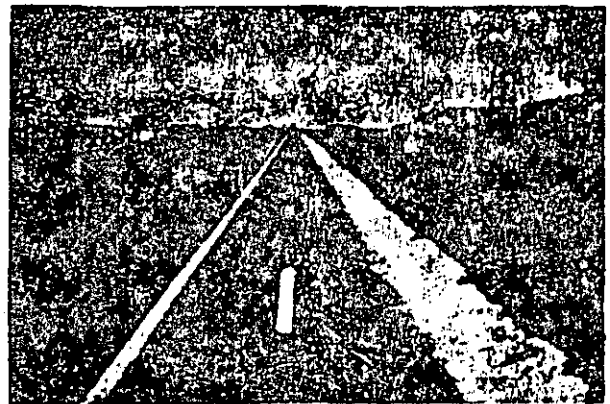
gación ineludible de los ingenieros a cargo del drenaje de la vía. Esta obligación conduce muchas veces a la construcción de bordos y canales que viertan las aguas en donde no perjudiquen a nadie; frecuentemente los bordos que han de construirse por este concepto son largos e importantes.

También pueden ser de envergadura los bordos de protección a cuya construcción obligue la presencia de un río o arroyo susceptible de erosionar, una zona de inundación o los perimetrales que han de hacerse en torno a pistas de aeropuertos que invadan terrenos pantanosos, inundables o zonas lacustres. Obviamente en todos estos casos, en que han de erigirse bordos altos, de cuya estabilidad depende en mucho la vida de la vía terrestre, habrán de emplearse recursos tecnológicos adecuados, dedicándoles un proyecto especial y cuidadoso, fundamentado por un estudio geotécnico de detalle. Los métodos para realizar tales estudios serán los mismos que se empleen en la vía terrestre que protegen, como también serán análogos los métodos constructivos.

XI-10 LAS CUNETAS

Las cunetas constituyen las obras complementarias de drenaje de uso más extendido y universal, hasta el grado de que muchos objetan su inclusión en un enlistado de obras "complementarias". Aquí se incluyen en esa categoría, considerando que dicha calificación no implica escasa frecuencia de utilización, sino tipificación dentro de un grupo de obras con objetivo común.

Las cunetas son canales que se adosan a los lados de la corona de la vía terrestre, en el lado del corte en secciones de tal naturaleza; en cortes en balcón hay entonces cuneta en un solo lado y en cortes en cajón, en los dos. La cuneta se dispone en el extremo del acotamiento, en contacto inmediato con el corte. Su situación le permite recibir los escurrimientos de origen pluvial propios del talud y los del área comprendida entre el coronamiento del corte y la contra-



Vista de una cuneta bien canalizada. Nótese también la protección de vegetación en taludes.



16

Cuneta en la zona central de una autopista.

cuneta, si la hubiere o el terreno natural aguas arriba del corte, si no hay contracunetas. También puede recibir la cuneta agua que haya caído sobre la corona de la vía, cuando la pendiente transversal de ésta tenga la inclinación apropiada para ello.

La capacidad hidráulica de la cuneta como canal define principalmente la posibilidad de cumplir su función de canalizar y eliminar con rapidez el agua que colecte. El gasto por drenar depende del área de influencia, del coeficiente de escurrimiento y de la intensidad de lluvia durante un tiempo igual al de concentración. El proyecto hidráulico de detalle (Refs. 3 y 6), que se considera, por otra parte, fuera del alcance de esta obra, se dificulta generalmente por falta de registros adecuados y suficientes de las intensidades de lluvia, que han de ser establecidas con base en información de pobladores de la región o de datos pluviométricos que existan en los lugares más próximos, todo lo cual introduce importantes elementos de incertidumbre a los cálculos que pueden hacerse.

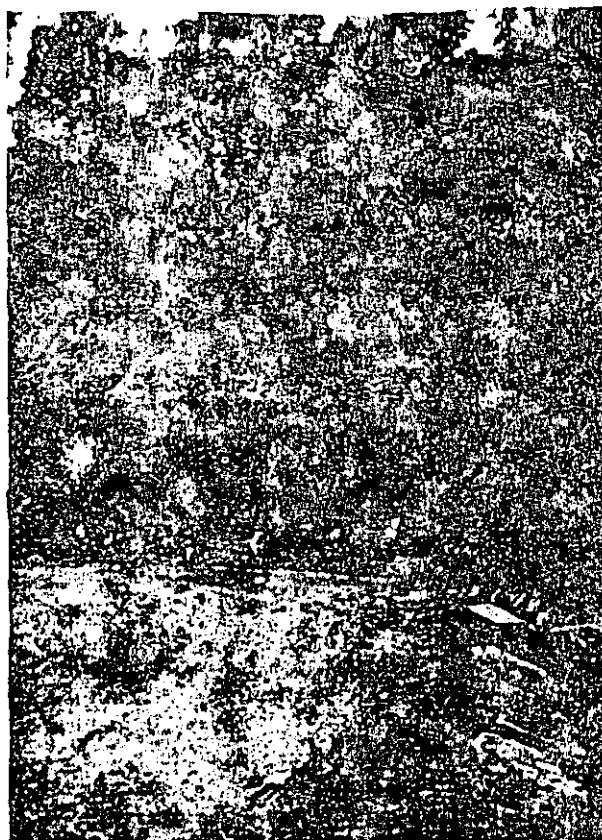
La pendiente longitudinal mínima que debe existir en una cuneta es de 0.5%. La velocidad con la que el agua corre sobre ella debe quedar comprendida entre los límites de depósito y erosión, ambos indeseables.

La tabla XI-2 (Ref. 7) proporciona, como norma

TABLA XI-2

Valores máximos de velocidades no erosivas en cunetas (Ref. 7)

Material	Velocidad (m/seg)
Arenas finas y limos	0.40-0.60
Arcilla arenosa	0.50-0.75
Arcilla	0.75-1.00
Arcilla firme	1.00-1.50
Grava limosa	1.00-1.50
Grava fina	1.50-2.00
Pizarras suaves	1.50-2.00
Grava gruesa	2.00-3.50
Zampeados	3.00-4.50
Rocas sanas y concreto	4.50-7.50



Cuneta revestida mostrando caja de entrada a una alcantarilla de alivio.

de criterio, la máxima velocidad que puede alcanzar el agua sobre los materiales que se citan sin provocar erosión.

A despecho de los altos valores señalados en el último renglón de la tabla XI-2, parece conveniente limitar la velocidad del agua en las cunetas a 3.00 m/seg en zampeados y a 4.00 m/seg en concreto (Ref. 1).

El gasto que puede eliminar la cuneta es una función muy sensible de su pendiente longitudinal, pero es dudoso que pueda exceder en ningún caso de 0.5 m³/seg (Ref. 1); valores mayores producen derrame. Como norma de criterio la tabla XI-3 (Ref. 9)

TABLA XI-3

Valores del gasto en la cuneta triangular de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua (Ref. 9)

Pendiente del camino %	Velocidad del agua m/seg	Gasto m ³ /seg
1	0.63	0.11
2	0.89	0.15
3	1.03	0.19
4	1.26	0.22
5	1.41	0.24
6	1.54	0.27

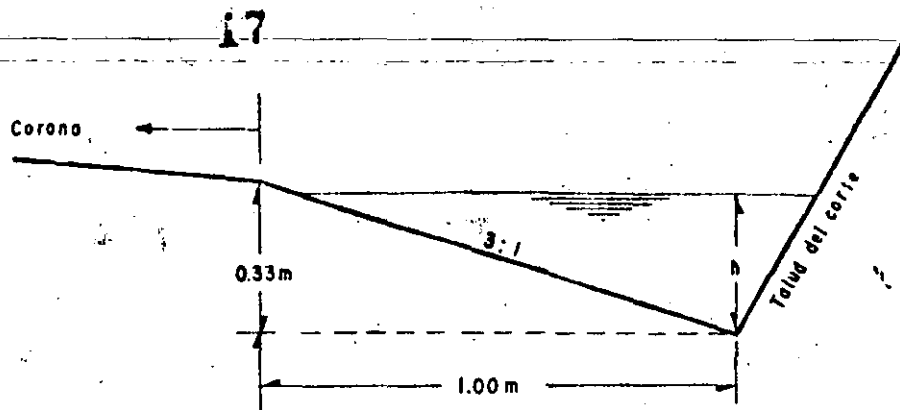


Figura XI-8. Sección triangular típica de una cuneta.

proporciona los gastos que pueden calcularse en la cuneta de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua.

Las cunetas se construyen generalmente de sección trapecial o triangular. En la práctica mexicana, la triangular es con mucho la más frecuente (Fig. XI-8). El talud hacia la vía es como mínimo 3:1, preferentemente 4:1 y el del lado del corte sigue sensiblemente la inclinación de éste. Se prevé una lámina de agua de no más de 30 cm.

La sección rectangular ha sido generalmente abandonada por razones de ingeniería de tránsito, debido al efecto canalizador que produce la sensación de peligro que siente quien transita cerca de ella. Por esta misma razón, la sección trapecial se hace cada vez menos, como no sea con el borde vecino a la carretera muy tendido. La sección triangular es la más conveniente y fácil de construir; se conforma al terminar la capa subrasante y el trabajo puede hacerse con motoconformadora. Su conservación es también la más sencilla. En vías férreas, algunas de las virtudes anteriores de la cuneta triangular desaparecen, por lo que es más frecuente el uso de las otras dos secciones, si bien también se usa frecuentemente la sección triangular.

Cuando las cunetas se revisten, usualmente ello se hace con mampostería o concreto hidráulico. En el primer caso suele utilizarse mortero con proporción 1:4 (90 kg de cemento por cada metro cúbico de mampostería) y en el segundo pueden utilizarse losas coladas en el sitio o precoladas. La menor rugosidad del concreto lo hace más eficiente hidráulicamente que el zampeado de mampostería; con el concreto puede también construirse con mayor rapidez. Las losas utilizadas suelen tener alrededor de 1 m de longitud y tener juntas selladas, para evitar fugas de agua. Cabe decir que la política más usual en muchos países es no revestir las cunetas en absoluto y esto por razones fundamentalmente económicas; es también de comentar que su recubrimiento con vegetación puede constituir una magnífica protección si las velocidades del agua no son altas (1 ó 1.5 m/seg Ref. 8), aunque la capacidad hidráulica de la cuneta se vea disminuida por el correspondiente aumento en el coeficiente de rugosidad.

Los recubrimientos con suelo-cemento y suelo-asfalto se han empleado relativamente poco en la práctica mexicana y algo más en la de algunos otros países. Resultarán recomendables cuando se tengan a mano materiales arenosos, susceptibles de alcanzar una resistencia y unas condiciones de permanencia altas con contenidos relativamente bajos de material estabilizante. Proporciones de aumento del orden de 6% a 7%, en peso, y de cemento asfáltico del orden de un 4% a un 6%, también en peso, son probablemente frecuentes en la mayor parte de los trabajos prácticos. Antes de adoptar una solución de este estilo deberán ponderarse con cuidado todas las dificultades constructivas que implica, entre las que destacan el mezclado del estabilizante, los transportes y el tendido y la compactación de las mezclas; es común que los análisis económicos cuidadosos hagan ver como inconveniente el uso de productos estabilizados en casos que a primera vista parecían muy favorables. Además, ha de tenerse en cuenta que la duración de estos recubrimientos es siempre inferior al concreto y a la mampostería y que, lógicamente, los problemas de conservación son mayores. La compactación de estos recubrimientos suele hacerse con equipos manuales vibratorios.

En algunas ocasiones se han utilizado las cunetas en terraplenes (Fig. XI-9).

Se muestra una sección en curva, con la sobre-elevación correspondiente. En la corona se muestra un tipo de cuneta que se dispone en algunas ocasiones, con la función que en otros casos corresponde a los bordillos. Es posible que esta solución pueda resultar eficiente desde el punto de vista hidráulico en zonas de precipitación pluvial intensa y en carreteras de corona ancha. Por otra parte, habrá que cuidar mucho los aspectos de ingeniería de tránsito relacionados con esta práctica, que exigirán que la cuneta se construya allende el acotamiento, lo que ocasiona un ancho extra de corona; de otra manera, la interferencia con la circulación de los vehículos podría ser importante. Obviamente, esta solución exige la construcción de lavaderos o bajadas, si bien su número podría ser menor que en el tratamiento convencional a base de bordillos, por la mayor área hidráulica de la cuneta. Se ocurre que en algunos casos

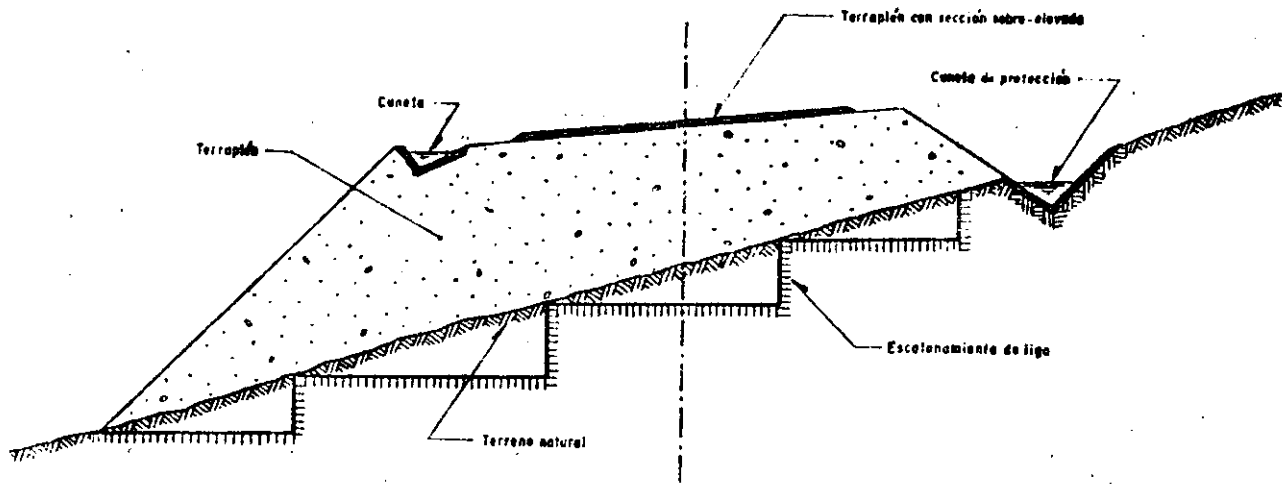


Figura XI-9. Cunetas en secciones en terraplén.

podría evitarse la construcción de lavaderos haciendo continuar esta cuneta, con la pendiente adecuada, hasta verter el agua en el terreno natural; así la cuneta ocuparía diferentes elevaciones respecto a la sección transversal a lo largo del terraplén hasta quedar alojada en su pie. De adoptar este criterio deberán cuidarse todos los aspectos relacionados con la ubicación de la cuneta en el talud, que es una zona de materiales poco compactados, susceptibles al movimiento y muy vulnerables a la acción del agua. También deberá notarse que las cunetas que se alojen sea en la corona del terraplén o en su talud requerirán ser sistemáticamente recubiertas de concreto.

La misma Fig. XI-9 muestra otro tipo de cuneta que a veces se construye en las secciones en terraplén. Se trata de una cuneta de protección en el pie del talud aguas arriba; se pretende evitar la acumulación del agua en esa zona y la posibilidad de que se infiltre bajo el terraplén, lo que, como ya se comentó, da lugar a problemas delicados. Obviamente estas cunetas deberán también recubrirse sistemáticamente con concreto. Constituyen una solución cara, pero que pudiera ser muy conveniente en muchos casos e indispensable en muchos lugares en donde se reconstituyen zonas falladas.

Es importante la relación de niveles entre la lámina de agua en la cuneta y las capas de pavimento. La función drenante de la base hace necesario que la frontera superior de la lámina de agua en la cuneta quede por abajo del lecho inferior de la base; indudablemente también es conveniente que la lámina de

agua de referencia quede inclusive bajo el lecho inferior de la sub-base, para evitar el humedecimiento de ésta, cuando la cuneta no está revestida. La Fig. XI-10.a muestra la disposición ideal respecto a las capas del pavimento en esta situación. Si la cuneta está revestida y debidamente impermeabilizada, por el contrario no será necesario profundizarla tanto, bastando que quede su lámina de agua bajo el nivel de la base, pues ya no existirá el peligro de que el agua colectada invada la sub-base. En la Fig. XI-10.b se muestra esta situación, considerando la cuneta revestida.

Dado que el espesor combinado de la base y la sub-base es fácilmente del orden de 40 cm y frecuentemente es mayor, la disposición de la Fig. XI-10.a puede conducir a una excavación importante para conformar la cuneta, en la que se rebasa en todo el espesor de las capas superiores del pavimento lo que sería indispensable excavar para lograr la capacidad hidráulica necesaria; al considerar que el talud de la cuneta hacia la vía será por lo menos de 3:1, se llega a concluir que una exigencia como la anterior conduce a incrementar el ancho de la corona en las secciones en corte en balcón, en un metro y en las de corte en cajón, en dos metros, lo cual resultará costoso. En el caso de la cuneta revestida (Fig. XI-10.b), la exigencia anterior conduce a incrementos en el ancho de la corona del orden de la mitad de los anteriores, lo que también encarece correspondientemente la construcción. En este último caso aún sería discutible si no convendría colocar la cuneta también

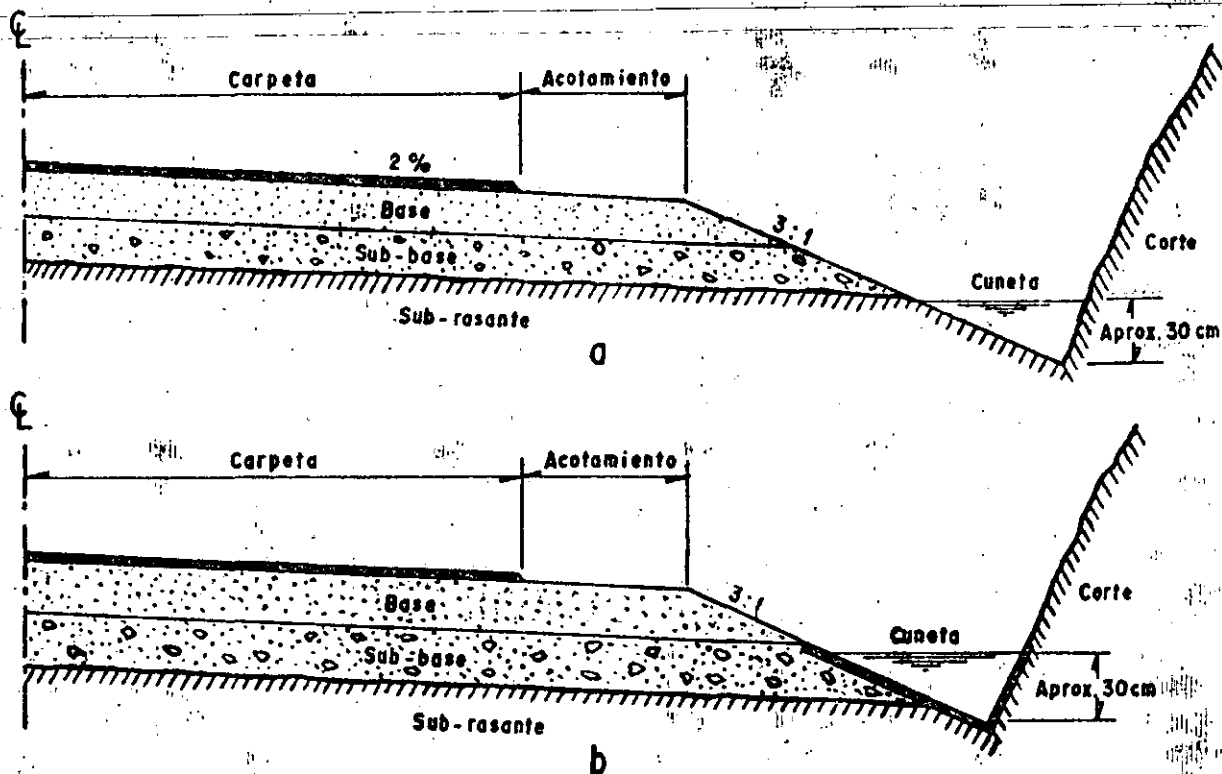


Figura XI-10. Disposición más conveniente de la cuneta, respecto al pavimento. Sección en corte, sin subdrenaje.

por abajo de la sub-base, a fin de fomentar la función drenante de esta capa.

Debido a los costos, es muy frecuente que las exigencias anteriores no se respeten. Algunos ingenieros se ven animados a esta actitud por el hecho de que consideran inconveniente el remate de una base o una sub-base al extremo del acotamiento, con talud 3:1, pero sin ningún confinamiento. Dicha objeción se ve razonable, pero no insuperable; simplemente daría lugar a la situación que, por otro lado, prevalece en todos los terraplenes y balcones. Parece más conveniente circunscribir la decisión al costo. Esto conduce a que en muchos países sea muy común ver a la cuneta, revestida o no, comenzando en el lecho superior de la base, inmediatamente al fin del acotamiento; de esta manera, la base y la sub-base quedan expuestas a la invasión del agua de la cuneta, muy especialmente cuando, como es tan normal, ésta sufra alguna interrupción por pequeños derrumbes u otras causas. Una práctica como la anterior puede producir fallas en pavimentos que de otra manera no fallarían.

Los autores piensan que es difícil tomar en torno a este problema una decisión que desemboque en una regla general; creen que la política debe definirse en cada caso, tomando en cuenta la cantidad de agua que haya de ser eliminada, la duración de estaciones lluviosas en la zona y las calidades de los materiales que constituirán el pavimento como un conjunto, es

decir, considerado desde el terreno de cimentación hasta la carpeta.

Naturalmente que si la sección en corte tiene subdrenaje lateral, el problema anterior no se presenta y todas las capas se continúan hasta el subdrén y desfogan en él. La Fig. VII-17, del Tomo I de esta obra, puede servir de ejemplo de cómo se dispone la cuneta en estos casos, encima del subdrén, junto al acotamiento y sin problemas de drenaje en las capas del pavimento.

Si alguna de las capas de pavimento ha sido proyectada específicamente como capa drenante o como capa rompedora de capilaridad (Capítulo VII del Tomo I), esta condición deberá tomarse en cuenta al reflexionar en torno a los problemas arriba planteados y llegar a la decisión que convenga. En la capa drenante siempre habrá que dejar desfogar y en la rompedora no podrá permitirse que se anegue, so pena de nulificar su función.

En las vías férreas las cunetas se disponen sistemáticamente de manera que su lámina de agua quede bajo el lecho inferior del balasto. Respecto al subbalasto caben los mismos comentarios que se hicieron para la sub-base de las carreteras, si bien ha de notarse que suele ser práctica común de los constructores de vías férreas comenzar sus cunetas a partir del lecho inferior del sub-balasto respetando siempre su función drenante. Para evitar problemas de filtraciones los túneles de las vías férreas deberán llevar invariablemente cunetas, construidas con el mismo

critorio. Cuando el piso del túnel es roca o está recubierto, es frecuente que la cuneta sea una simple zanja con taludes verticales, construida bajo el balasto; también puede darse al piso del túnel pendiente de ambos lados hacia el centro, colocando ahí un tubo perforado o una simple zanja. Al no existir en las vías férreas la limitación psicológica del conductor del vehículo, que obliga a usar taludes muy tendidos en los lados de las cunetas vecinos a una carretera, los taludes de las cunetas de los ferrocarriles quedan condicionados sólo por consideraciones de capacidad hidráulica; es común verlas con taludes muy excarpados o aún verticales, lo que contribuye a paliar el problema de la profundidad de excavación en las cunetas, sin aumentar el ancho de las secciones en corte.

Especialmente en los llamados países en vías de desarrollo es práctica frecuente construir una carretera en lo que a sus terracerías se refiere, revistiéndola y abriéndola al tránsito, esperando para su pavimentación definitiva que éste se desarrolle convenientemente. Esta práctica conduce a la necesidad de construir cunetas provisionales, inclusive revestidas cuando sea necesario, por ejemplo con suelo-cemento, pues la alternativa de no hacerlas puede causar en muchos casos daños de importancia que transformen la imprescindible conformación de la sección en corte para los trabajos de pavimentación definitiva, en una verdadera reconstrucción sumamente costosa.

Durante la construcción de caminos, aún cuando vayan a pavimentarse de inmediato, es común en ciertos cortes tener que construir también cunetas provisionales para facilitar los trabajos. De hecho esta práctica se ha convertido en rutina para algunas instituciones, lo cual no se ve justificado en principio, pues seguramente no todos los cortes requerirán tales obras provisionales.

Cuando un camino originalmente revestido se pavimenta en forma definitiva no es raro que se cometa el error que se representa en la Fig. XI-11.

En ella se acepta, en primer lugar, que se ha construido la cuneta definitiva, supuesta revestida a partir del hombro de la corona, respecto a lo cual caben los comentarios ya hechos, pero el error que ahora se desea resaltar es otro. Suele ser condición que el ancho de la corona del camino revestido (nivel I) y el del pavimento definitivo (nivel II) sea el mismo; también suelen levantarse los niveles necesarios conservando en la cuneta definitiva las mismas dimensiones que se tenían en la cuneta provisional (dimensiones m y d en la figura). La combinación de estas condiciones conduce a la aparición del pequeño rellano de ancho s que se muestra en la propia Fig. XI-11. En algunos casos y cuando la cuneta se reviste con concreto puede verse que el constructor prolonga el revestimiento hasta cubrir todo el espesor s , pero en muchas ocasiones éste se deja descubierto, siendo origen de problemas de humedecimiento del pavimento, por proporcionar una entrada de agua, además de que la cuneta recubierta resultará inestable y fácil de dañarse. Sin duda resultará mejor práctica evitar el escalón s , bien sea prolongando la cuneta definitiva en lo necesario o aumentando ligeramente el ancho de la corona en el pavimento definitivo. Si la nueva cuneta no ha de revestirse, la práctica normal será prolongarla lo necesario, sin formar el escalón tantas veces citado, pues el ingeniero constructor no tendrá ya la compulsión del ahorro del concreto en el revestimiento, que es seguramente la causa de la práctica viciosa que se ha señalado.

El cuando revestir las cunetas o cuando poder ahorrarse el trabajo, que suele resultar costoso, es uno de los aspectos más apasionadamente debatidos en la construcción de las obras complementarias de drenaje. No parece posible establecer reglas generales al respecto, dado el número grande de elementos de decisión que han de ponderarse, juicio que, se comprende, no ha de contribuir a evitar discusiones. En términos generales podrá prescindirse del revestimiento cuando no sea de temer ni la erosión del

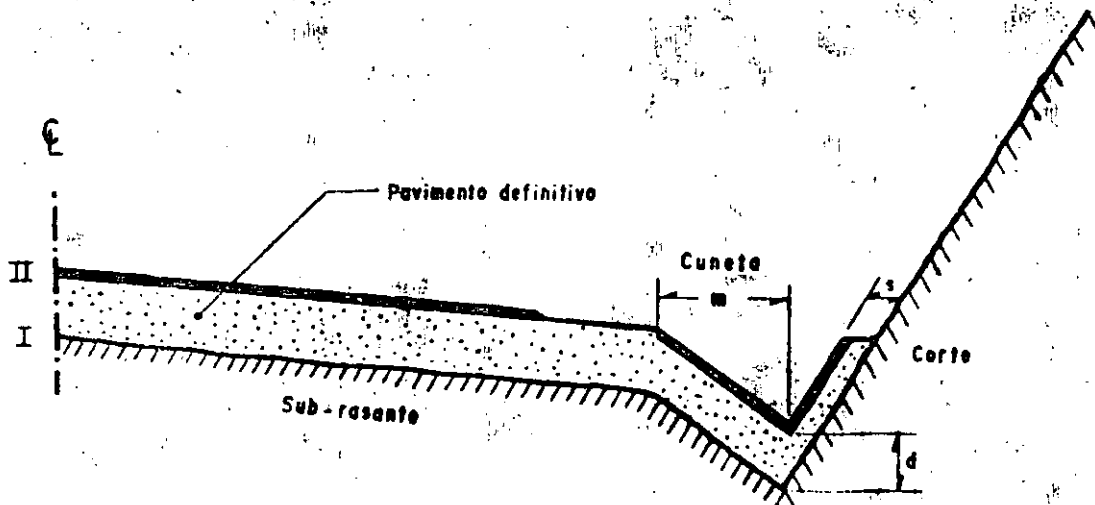


Figura XI-11. Un defecto común al convertir una cuneta provisional en definitiva.

fondo de la cuneta, causada por el agua que circula, ni el humedecimiento de los materiales de las capas superiores del pavimento por el agua que eventualmente llegue a infiltrarse desde la cuneta. La primera condición indica que no deberán revestirse cunetas labradas en roca, suelos en grandes fragmentos o las que quedarán sujetas a un flujo de agua escaso o eventual, sea porque el área tributaria de la cuneta, hidrológicamente hablando, sea pequeña o porque la duración de las tormentas sea muy breve en el lugar y éstas sean esporádicas. La infiltración del agua de las cunetas al pavimento será relativamente inofensiva cuando la cama del corte sea muy permeable y cuando las capas superiores del pavimento, la subrasante y las terracerías lo sean también o cuando una base muy permeable y abierta sea la cama de un corte en roca y exista buena pendiente transversal en el lecho inferior de la base y longitudinal en el corte. Tampoco habrá necesidad de revestir las cunetas de cortes con muy fuerte pendiente longitudinal, siempre que su fondo no sea susceptible a la erosión.

Naturalmente que el enlistado anterior de casos no pretende ser exhaustivo, sino simplemente ilustrativo.

Debe observarse que algunos de los requisitos implícitos en las condiciones arriba señaladas son contradictorios; por ejemplo, los materiales muy permeables suelen ser muy erosionables, de manera que la decisión de revestir o no las cunetas debe ser producto de un balance de muchos factores generales y locales, que no siempre actúan en el mismo sentido, por lo que es natural que el punto sea debatible, independientemente de que también sea de los que dan poco margen de error, pues una mala decisión puede acarrear graves consecuencias.

En épocas recientes está tomando cierta fuerza la opinión de suprimir por completo las cunetas en los caminos pavimentados con carpetas asfálticas o con losas de concreto. En estos casos se prolonga la superficie del pavimento en todo el ancho del acotamiento, hasta el pie del corte, en donde es frecuente construir una pequeña guarnición, que no suele ser más que un realce o remate de un par de centímetros, para tener una buena liga con el talud del corte. Para facilitar la eliminación del agua que se concentra en la zona es común incrementar en el acotamiento el bombeo transversal de la sección, que si generalmente es de 1.5 ó 2 %, se hace pasar a 4 % en dicha zona. Esta práctica, combinada con una pendiente longitudinal apropiada, es suficiente, a juicio de sus defensores, para garantizar la eliminación del agua. Desde luego, una práctica constructiva tal tiene probablemente ventajas económicas en la construcción y obviamente las tiene en la conservación, pues a las costosas y engorrosas faenas de limpieza de cunetas opone la limpieza de un acotamiento, que es mucho más sencilla y puede hacerse con motoconformadora.

No parece haber aún suficiente experiencia para recomendar en forma general un criterio como el



Supresión de cunetas colocando una banqueta protegida por vegetación.

anterior, pero no cabe duda de que no carece de cierta lógica y de que se ve muy atractivo en algunos casos particulares, por ejemplo en aquellos caminos que poseyendo cunetas han de ser ampliados en ancho de sección; suprimir tales elementos contribuye al nuevo ancho de una manera muy tentadora. Tampoco parece haber duda de que se ha abusado de la construcción de cunetas, que se ha transformado en algo excesivamente rutinario, al grado que no es raro verlas en cortes en balcón, del lado del corte, en secciones en curva con sobre-elevación hacia el terraplén, en las que seguramente el agua no tiende a almacenarse en el lado en que se ponen. Otro caso en que con frecuencia resulta conveniente eliminar las cunetas es el de cortes en cajón, cuando uno de los lados es de muy pequeña altura y exista definida tendencia a que haya agua en ese lado, por bombo, por sobre-elevación o por otra causa, de manera que se considere necesario hacer ahí cuneta. Sobre todo si ésta ha de revestirse, puede resultar mucho más económico y conveniente eliminar el lado bajo del corte con la excavación correspondiente. El caso se ilustra en la Fig. XI-12.

Al final de su recorrido las cunetas descargan por lavaderos y bajadas a alcantarillas, cañadas, cauces naturales, etc. Ya se ha mencionado que la liga con



Cunetas revestidas en una formación susceptible de producir pequeños derrumbes que las obstruyan.

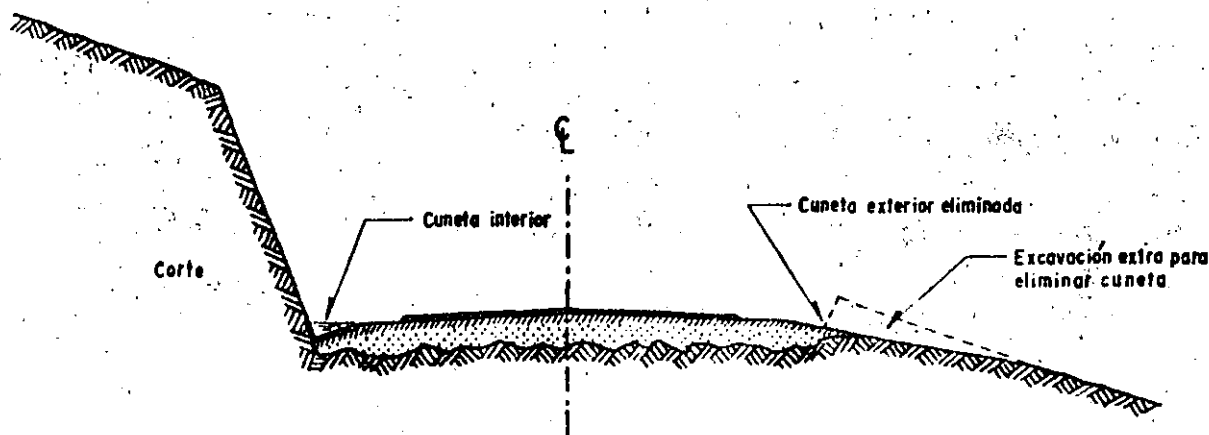


Figura XI-12. Eliminación de cunetas exteriores en cortes en cajón.

estas obras de eliminación es un punto delicado a contemplar siempre con cuidado en cada caso individual.

XI-11 LAS CONTRACUNETAS

Se denominan contracunetas a los canales, excavados en el terreno natural o formados con pequeños bordos, que se localizan aguas arriba de los taludes de los cortes, cerca de éstos, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión del talud y el congestionamiento de las cunetas y la corona de la vía terrestre por el agua y su material de arrastre. (Fig. XI-13).

La contracuneta se construye a una distancia variable del coronamiento del corte y que depende de la altura de éste; se trata de que entre la contracuneta y el propio corte no quede un área susceptible de generar escurrimientos no controlados de importancia y, a la vez, de no colocarla demasiado cerca del corte, a fin de facilitar su trazo y permitir que se desarrolle sobre terreno que no se vea afectado por pequeños derrumbes que pudieran llegar a presentarse, pequeños abatimientos o trabajos de amacice que eventualmente hayan de hacerse, etc. En cortes de altura normal es frecuente que la contracuneta se encuentre a una distancia del coronamiento del corte comprendida entre la altura del mismo y la mitad de ese valor; en cortes altos, el punto más próximo de la contracuneta puede estar a unos 8 ó 10 m del coronamiento del corte.

El desarrollo de la contracuneta debe ser sensiblemente paralelo al propio corte; de esta manera el canal se va desarrollando con pendiente longitudinal. Si la loma en la que se construyó el corte es muy escarpada, un trazo paralelo podría dar lugar a pendientes excesivas en la contracuneta; por lo que en ese caso su trazo deberá ceñirse más o menos a las curvas del nivel de la superficie de la loma, alejándose los extremos de la contracuneta de la vía terres-

tre; obviamente estos extremos deberán trazarse cortando dichas curvas de nivel, de modo que el canal vaya teniendo una pendiente apropiada.

La contracuneta debe conducir el agua captada a cañadas o cauces naturales en que existan obras que crucen la vía terrestre y es normal que para evitar excesivo desarrollo del canal los extremos lleguen a tener pendientes muy considerables, funcionando como auténticos lavaderos.

La sección del canal está, naturalmente, definida por su capacidad hidráulica, a su vez, relacionada con la frecuencia e intensidad de la precipitación pluvial en la zona, el monto del área drenada y las características de dicha área en cuanto a escurrimiento del agua superficial. Las Refs. 3 y 6 proporcionan criterios para efectuar el diseño hidráulico, estimando primeramente el gasto esperado y relacionando este dato después con la pendiente, a fin de llegar a una sección hidráulica; suele ser posible realizar este análisis con varias alternativas de trazo, para poder comparar los costos a que se llega estudiando algunas posibilidades de desarrollo y la necesidad de excavación, relacionada ésta con la magnitud de la sección requerida para el canal. A despecho de lo anterior y a causa de la falta de información, que produce grandes incertidumbres en los análisis hidráulicos e hidrológicos, las contracunetas suelen dimensionarse por proyecto tipo, formando un canal de sección trapezoidal con 60 u 80 cm de plantilla y taludes conformados de acuerdo con la naturaleza del terreno; la profundidad de este canal también está normalmente comprendida entre 40 y 60 cm. En contracunetas no revestidas el talud aguas arriba debe ser más tendido para evitar erosión, pero esta distinción se hace menos necesaria si se usan revestimientos. Cuando se construyen excavando un canal, las contracunetas se excavan a mano o con equipo ligero (zanjadoras, tractores livianos, conformadoras, etc.); el material producto de la excavación debe de colocarse aguas abajo de ella (por lo menos a 1 m) o, lo que generalmente es mejor, debe retirarse.

En algunas ocasiones se han construido las con-

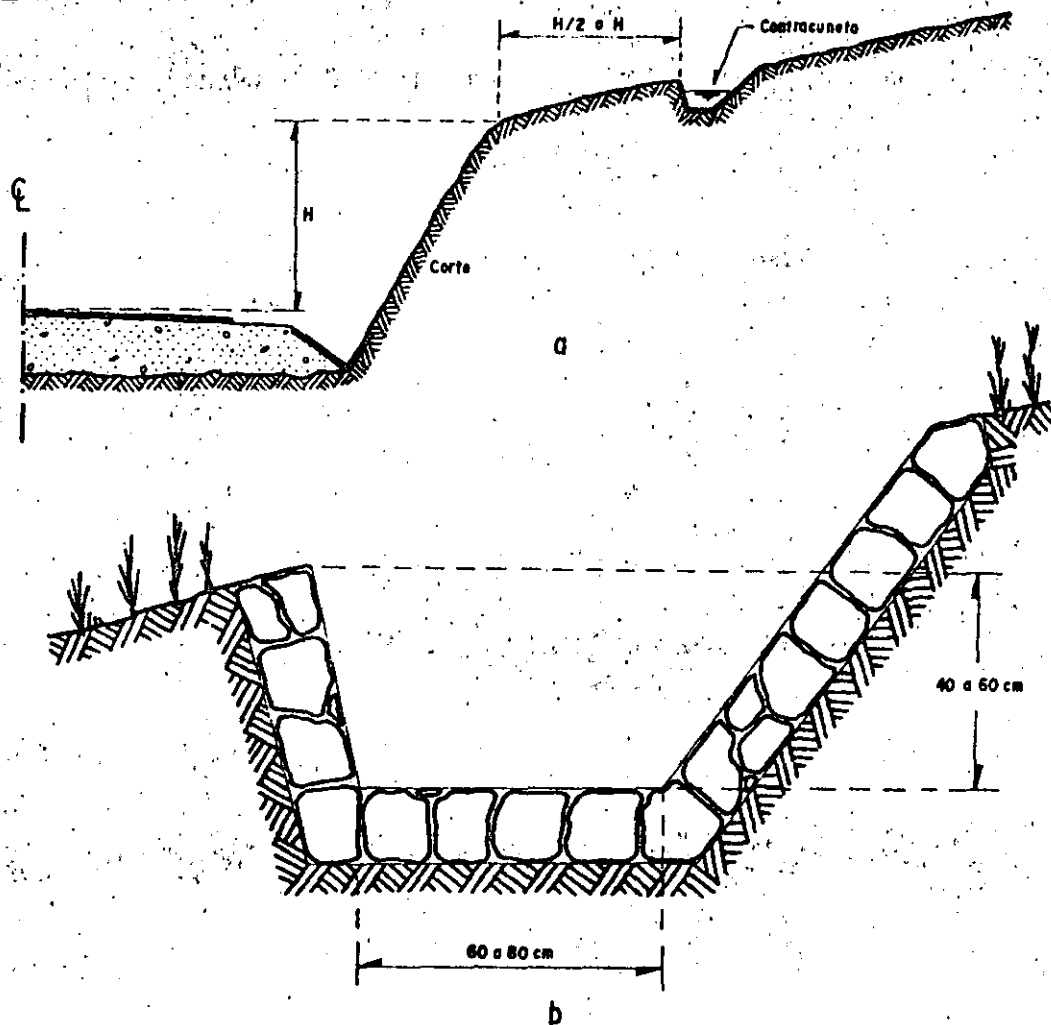


Figura XI-13. Contracuneta.

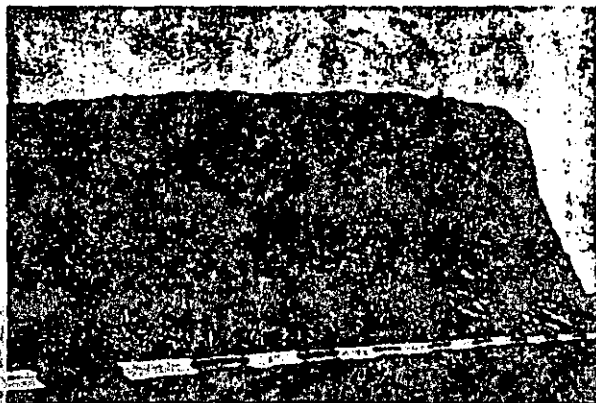
tracunetas formando un pequeño bordo, con material seleccionado de algún préstamo o con material producto de una excavación hecha en el mismo lugar, en cuyo caso ésta deberá efectuarse aguas arriba del bordo que se forme. Dicho bordo deberá situarse sobre

un pequeño despalme y estar formado por materiales apropiados y debidamente compactados.

Es norma relativamente común formar las contracunetas directamente en el terreno natural, sin revestirlas; sobre esta norma se harán comentarios en párrafos subsiguientes. Cuando las contracunetas



Una contracuneta bien impermeabilizada y complementada adecuadamente por escalonamiento en el corte.



Una gran contracuneta no revestida.



Fallas en corte propiciadas por contracunetas no revestidas.

se revisten, suelen usarse los mismos materiales que se mencionaron para el caso de las cunetas. En este caso las operaciones necesarias para el revestimiento se complican por la necesidad de llevar los materiales a los lugares elevados en que han de emplearse. Todos los criterios que suelen inmanejarse para definir si una contracuneta debe o no ser revestida son análogos también a los que se mencionaron para el caso de las cunetas, como también lo son todas las consideraciones en que tales criterios se fundamentan, tales como, por ejemplo, la información contenida en la tabla XI-2. Las contracunetas presentan el caso especial de sus tramos extremos, de muy fuerte pendiente, en los que el uso de revestimiento suele ser mucho más frecuente e indiscutido.

Precisamente el aspecto del revestimiento de las contracunetas es el que da lugar a prácticas tan inconvenientes, que llega a ser razonable muchas veces preguntarse si estas obras complementarias deben emplearse en absoluto. Por razones de costo, los ingenieros de vías terrestres tienden, como es natural, a no revestirlas casi nunca o nunca y en tal caso se llega a producir en la corona del corte una sección en la que se desarrolla una zanja permeable. Si el suelo del corte es arcilla relativamente permeable o suelo constituido por mezclas susceptibles a los cambios de humedad, esta zanja permite entrar agua al cuerpo del corte, con las consecuencias ya discutidas otras veces; por esta razón no es raro ver que en carreteras o vías férreas en que se han usado contracunetas no revestidas, el trazo de éstas es precisamente el inicio de la superficie de falla en la corona del corte, superficie que probablemente no se hubiera formado de no existir la obra complementaria de drenaje.

Es prácticamente seguro que puede afirmarse que en todos los casos en que la contracuneta pueda ser útil o necesaria, o se pone revestida o será preferible no ponerla, pues los riesgos que implica colocarla en una mala condición (la eventual falla total del corte) superan con mucho a sus posibles beneficios (proteger la superficie del talud de erosiones y a las cune-

tas o a la propia corona de invasión de aguas no controladas). Una mala contracuneta conduce muy probablemente a un gran derrumbe; el no ponerla allí donde era necesaria, produce un tramo de mal comportamiento, susceptible de ser fácilmente detectable y corregido por varios métodos, incluyendo la construcción de una buena contracuneta.

Las reflexiones anteriores incluyen condicionantes en cuanto a la necesidad de construir contracunetas y es que, en efecto, pocas veces una obra complementaria se prodiga rutinariamente en tantos casos en que es inútil o muy poco útil y ello a pesar de su alto costo.

El criterio para definir la necesidad de contracunetas ha de basarse en consideraciones topográficas y de la naturaleza de los materiales que formen los cortes, los terráplenes vecinos y el terreno natural en la zona en estudio. La topografía define en mucho los escurrimientos que sea dable esperar sobre el talud; por ejemplo, en lomas muy pendientes hacia las cañadas que las limiten lateralmente, será de esperar que la gran mayoría de su escurrimiento superficial reconozca tales pendientes, ocurriendo por consecuencia paralelamente a la vía terrestre y no hacia ésta; allí no se precisarán contracunetas, muy especialmente si el terreno está vegetado o es superficialmente poco permeable, como suele suceder. En otras ocasiones, la topografía hace que la cuenca de captación sobre la corona del corte sea realmente muy pequeña. Naturalmente, la pendiente de esa cuenca también ha de considerarse.

La naturaleza de los materiales por proteger es determinante. Muchas veces es posible ver contracunetas construidas en zonas de suelos muy resistentes a la erosión o muy bien protegidos; los autores han visto contracunetas trabajosamente labradas sobre cortes en roca sana que no tenían problemas especiales de escurrimiento.

En resumen, será preciso pensar en la conveniencia de construir contracunetas, en primer lugar, en aquellos cortes no protegidos por una topografía apropiada, vale decir en los hechos en laderas y lomas con pendiente sostenida hacia la vía terrestre en extensiones grandes, que ofrezcan áreas de captación de lluvia de consideración y, en segundo, en los formados por materiales erosionables y capaces de proporcionar corrientes importantes de gasto sólido, tales como suelos limosos, limo-arenosos, arcillosos, de depósitos de talud, formados por mezclas de suelos gruesos y material de empaque variado, pero más fino. Sin embargo, es fácil ver que en todos estos casos la contracuneta ha de ser revestida, so pena de caer en riesgos mayores que los que se desea evitar con ella. A veces, en consideración a los escurrimientos superficiales que de otro modo llegarían inevitablemente a las cunetas puede ser conveniente la construcción de contracunetas en cortes en roca. En tales casos, muy bien puede suceder que la necesidad de revestimiento sea tan perentoria como en los casos de

los que más lo requieran. Ello ocurre, por ejemplo, en masas rocosas junteadas, con las juntas rellenas de materiales susceptibles al agua, sobre todo si los bloques de roca tienen cierta predisposición a caerse sobre la vía terrestre; otro tanto sucede en rocas estratificadas, con echado desfavorable hacia la vía.

En algunos países, México entre ellos, es práctica que tiene algunos defensores el construir en caminos modestos, en los que el bajo costo es una condición básica, un canal a modo de contracuneta, con desarrollo paralelo al propio camino, en todas aquellas zonas en que el terreno natural tiene, en extensiones importantes, pendiente sostenida hacia la vía; sobre todo, esto se hace en laderas naturales en plano inclinado, en que no existen prácticamente cauces naturales en que el agua se concentre y en donde puedan construirse alcantarillas. A veces, estas contracunetas se colocan en terrenos de pendiente tan ligera, que pueden merecer el calificativo de planos y, en tal caso, se adosan al camino, casi a modo de cunetas al pie del terraplén (de muy escasa altura, obviamente), en el lado aguas arriba, aunque no sea raro verlas hechas en ambos lados. Por razones de costo, estas zanjas naturalmente no se revisten.

La práctica anterior merece discusión y, desde luego, parece que puede asentarse desde un principio que no puede ser tan rutinaria como pretenden sus defensores más extremos.

En primer lugar ha de considerarse la sección hidráulica de la zanja que se coloque. Si ésta es pequeña, como es usual (como una contracuneta normal) cabe preguntarse qué escurrimientos será capaz de detener y realizar los cálculos necesarios antes de aceptarla, pues muchas veces se encontrarán escurrimientos tales que si se dejaran llegar al camino, con sus cunetas y su corona por lo menos revestida, tampoco serían causa de mayores problemas y en otras se verá que la capacidad de la zanja no basta sino para detener una mínima parte del escurrimiento por venir, pasando de todas maneras la mayoría del agua al camino, con lo que la propia zanja sería irrelevante. A cambio se tiene en la proximidad de la carretera una vía de entrada al agua que humedecerá los cortes y los pavimentos produciendo muchos trastornos y ello aún teniendo en cuenta que en los caminos modestos de que se habla, los cortes serán, en general, de poca altura, con lo que muchos de los problemas de estabilidad causados por el humedecimiento se atenúan grandemente. Parece mejor práctica en aquellos lugares en que se vea que por el plano inclinado de la ladera viene un gasto importante, susceptible de causar perjuicios, substituir la contracuneta no revestida por un verdadero canal interceptor, que responda en su sección a un cálculo hidráulico apropiado y, que se desarrolle a suficiente distancia del camino como para que el no revestirlo carezca de importancia; estos canales pueden combinarse con bordos de encauzamiento, con la ventaja

de que ambas estructuras pueden ser hechas a mano, a bajo costo.

En lo que se refiere a las cunetas de protección hechas al pie de taludes bajos, en terrenos casi planos cabe comentar que no puede verse claramente el objeto de colocarlas en ambos lados del camino; la lógica ordena preocuparse únicamente de interceptar las aguas ladera arriba, en el sentido de las pendientes crecientes. Además, esa cuneta o zanja no revestida, al pie del talud bajo, será seguramente causa de inestabilidad de las terracerías y el modesto pavimento, causando una mala condición general en el tramo. Parece aquí también mejor práctica pensar en canales interceptores suficientemente alejados o en bordos que encaucen el agua a cauces naturales más o menos alejados. Huelga decir que son válidos los comentarios hechos en párrafos anteriores sobre el cálculo de la capacidad hidráulica de todas estas estructuras. El agua que aparezca de un modo u otro aguas abajo del camino en estos casos ha de ser objeto de atención para encauzarla y no para interceptarla, a fin de que no cause trastornos en caseríos o terrenos de labor que pudieran existir.

La conservación de las contracunetas merece consideración especial, pues es siempre difícil por lo inaccesibles que suelen quedar, una vez que el camino está en operación. Esto hace que se inspeccionen pocas veces, por lo que sus defectos se enmascaran, de modo que no es raro verlas con deterioros muy graves, que pueden ser fuente de serios problemas ulteriores; los autores han visto contracunetas no revestidas que, a partir de las dimensiones iniciales usuales, se habían convertido por erosión en tajos de 3 ó 4 m de profundidad, a partir de los cuales el agua tenía la posibilidad de infiltrarse a la masa del corte con las peores consecuencias; en otras ocasiones, esa labor erosiva hace que desaparezcan pendientes originalmente apropiadas, creándose zonas de agua estancada, que también propician infiltraciones de consideración. Aún en las contracunetas revestidas, la falta sistemática de conservación conduce a infiltraciones a través de agrietamientos que inevitablemente van apareciendo en los revestimientos, sobre todo de suelo-cemento y suelo-asfalto, pero aún también en los de mampostería y concreto.

La conservación de las contracunetas ha de hacerse casi siempre a mano, pues resulta engorroso movilizar el equipo hasta ellas; ésta es, a veces, otra razón para que tal conservación se descuide. En resumen, la experiencia de los autores es que las labores de conservación de las contracunetas se descuidan tanto y con tan malas consecuencias, que los ingenieros proyectistas han de tomar seriamente en cuenta esta circunstancia antes de proponerlas y, sobre todo, antes de recetarlas rutinariamente; si la conservación no está realmente garantizada, probablemente valdrá más no utilizarlas, sobre todo si no se han de revestir.

Finalmente, ha de insistirse una vez más en que muy frecuentemente las contracunetas tienen pendien-



Canal interceptor. En el centro el camino, arriba el canal.

tes tan fuertes que su revestimiento se hace indispensable; esto es desde luego, válido para los lavaderos que suele haber en sus extremos.

XI-12 LOS CANALES INTERCEPTORES

Se mencionan aquí los canales que se construyen con fines de encauzamiento de las aguas superficiales que escurriñan hacia la corona de una vía terrestre, causando en ella erosiones o depósitos inconvenientes. Su construcción es frecuente, sobre todo en los casos ya mencionados en los incisos anteriores (escurrimientos por laderas naturales con pendientes hacia la vía) o en conexión con la de alcantarillas, sea para llevar a su entrada las aguas que han de cruzarlas o para controlar la descarga de las que ya lo hayan hecho. En el primer caso, un canal interceptor funciona en forma análoga a la de una contracuneta y le son aplicables muchos de los comentarios previamente hechos en torno a estas obras; sin embargo, la costumbre reserva la expresión canales interceptores para los que se construyen a distancias relativamente grandes de la vía terrestre y no están específicamente ligados a un corte en particular, sino que defienden un tramo más o menos largo de la vía, independientemente de cual sea la naturaleza de su sección.

Los canales interceptores se construyen por excavación manual o con equipo, generalmente ligero, del tipo de máquinas zanjadoras, conformadoras o tractores más o menos livianos. El material producto de la excavación deberá colocarse siempre aguas abajo del canal. Los taludes de éste dependerán del material en que se efectúa la excavación y de sus propias dimensiones; taludes de 1:1 o 1½:1 son frecuentes. Las dimensiones del canal deberán seleccionarse como conclusión de un estudio hidráulico, que podrá llegar a ser de importancia en los casos en que los gastos que hayan de manejarse sean considerables. Las Refs. 5 y 6 proporcionan criterios para realizar tales estudios, que se consideran, por lo demás, fuera de los objetivos de esta obra.

La lejanía a que suelen colocarse los canales in-

terceptores respecto a la vía terrestre hace que muchas veces pueda pensarse en construirlos sin revestimiento y ello sin mayor riesgo. Naturalmente, la anterior no es una regla fija y en cada caso deberá ponderarse con cuidado el riesgo de permitir las infiltraciones que inevitablemente ocurrirán a través de la plantilla no revestida, optando por la protección en todos los casos necesarios. Lo que trata de decirse es que, con mayor frecuencia que en las contracunetas, podrán encontrarse casos en relación al uso de canales interceptores en que el no utilizar revestimientos no produzca malas consecuencias de importancia.

Cuando los canales se revisten, se utiliza generalmente la mampostería y, en los casos más importantes, el concreto. Conviene que la superficie del revestimiento quede lo más lisa posible, para propiciar el escurrimiento, aumentando la eficiencia de la obra.

Los canales que se construyen como complemento de alcantarillas tienen sobre todo motivación ligada al funcionamiento hidráulico de tales obras, por lo que escapan a la atención de este libro. Es frecuente que entre ellos se presenten más casos en los que el revestimiento sea recomendable o aún imprescindible.

XI-13 CONSIDERACIONES GEOTECNICAS EN TORNO AL DISEÑO DE ALCANTARILLAS

En todos los lugares en que el agua de escurrimiento superficial se concentre en un cauce natural, de funcionamiento estacional o permanente, será preciso en general disponer una estructura que permita el cruce de las aguas bajo la vía terrestre; estas estructuras son los puentes y las alcantarillas, cuya distinción es, como se dijo, arbitraria. También se señaló como en México se consideran alcantarillas las obras cuyos claros sean menores de 6 m. Las alcantarillas, según su importancia hidráulica pueden resolverse con uno o varios tubos de concreto, con estructuras de bóveda de mampostería sobre muros de mampostería o de concreto o con losas de concreto sobre estribos de mampostería o más comúnmente, también de concreto. Todas las anteriores constituyen el grupo de las llamadas obras rígidas, por ser muy pequeñas las deformaciones que pueden sufrir bajo el peso de terraplén sobre y a los lados de ellas. Además existen las alcantarillas flexibles, generalmente metálicas de lámina corrugada, que se usan mucho en secciones tubulares, pero que cada día se prodigan más en otras secciones, como la ovoidal y la elíptica, apropiadas para el manejo de gastos mayores que los que desalojan los tubos o aún para formar túneles cortos y pasos a desnivel; en estas obras de lámina metálica, las deformaciones bajo las presiones de tierra son importantes y ello impone diferencias geotécnicas notables, como más adelante se detallará.

Cuando lo exige el gasto que ha de desalojarse o en algunos casos que impone la topografía del lugar, todas estas obras pueden repetirse adosadas una a otra, dando lugar a alcantarillas múltiples. En suelos muy blandos suele recurrirse a la construcción de cajones de concreto.

El problema básico de las alcantarillas es el hidráulico, cuyo análisis queda fuera de las intenciones de este libro, pero que es detalladamente tratado en la Ref. 3, por citar un solo ejemplo de los muchos existentes. Aquí, será preciso únicamente hacer alguna referencia a los problemas geotécnicos ligados al funcionamiento de las alcantarillas, alguno de los cuales no carece de interés.

Una alcantarilla generalmente reduce en algo el área del cauce natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de la velocidad dentro y

a la salida de la obra. La profundidad del embalse y el aumento de la velocidad dependen del diseño hidráulico y son, por cierto, factores muy importantes para condicionar el mismo. Si el embalse es alto y duradero puede llegar a causar problemas en los terraplenes por erosión interna y tubificación; si rebasa la altura del terraplén producirá seguramente su falla catastrófica, pues naturalmente la obra de tierra nunca estará proyectada para tal condición, ya que siempre será más económico construir la alcantarilla necesaria. En general, la alcantarilla se diseñará para que su boca no quede sumergida en ningún caso por lo que los problemas anteriores están más bien ligados a falta de conservación y, concretamente, a obturaciones en el área hidráulica de la alcantarilla por sedimentos, arrastre de sólidos, ramajes, etc. Sin duda es este uno de los aspectos que hacen

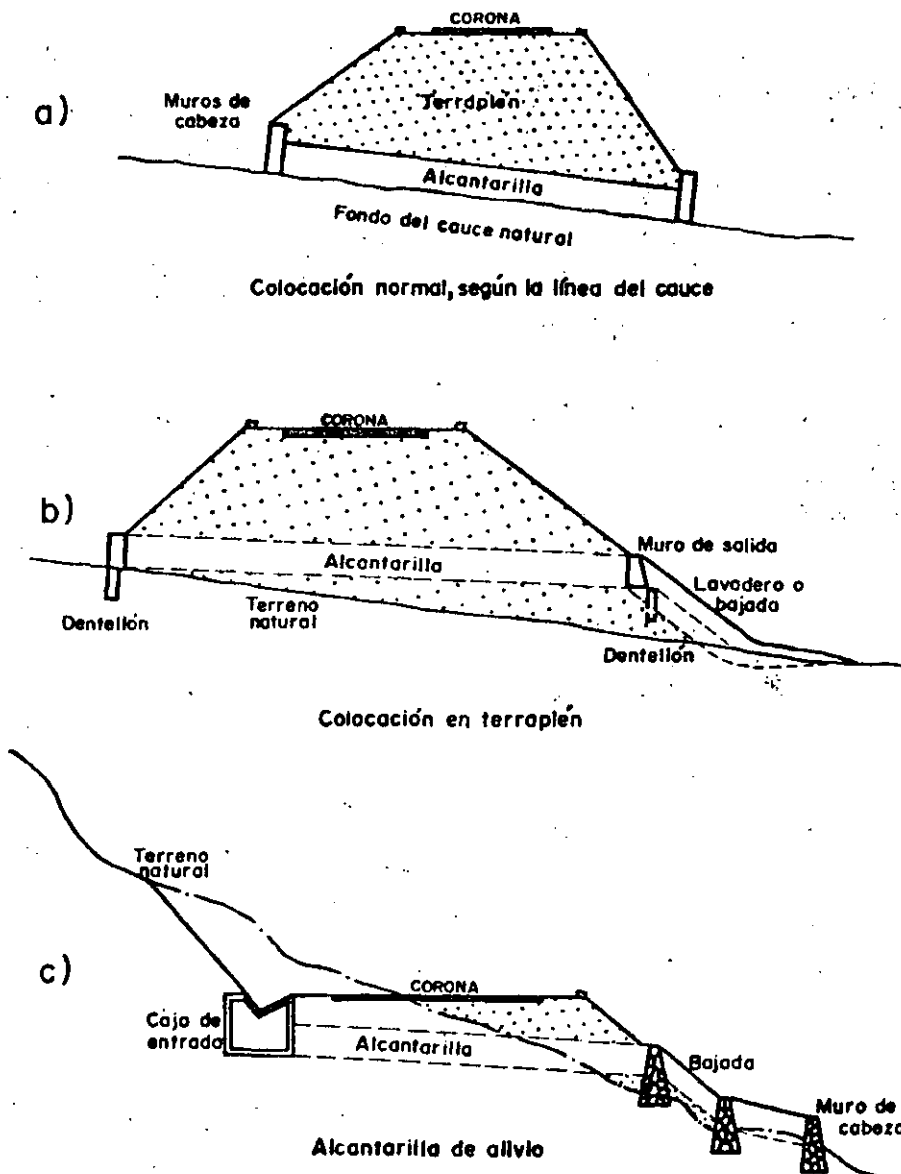


Figura XI-14. Diversos perfiles de alcantarillas.

más necesaria la periódica revisión de las obras y su limpieza sistemática, así como el uso de estructuras especiales de protección para evitar obturaciones.

El aumento de la velocidad a la salida de la obra puede producir problemas de erosión remontante en los suelos que reciban el embate del agua y frecuentemente obliga a pensar en dentellones, delantales de salida, canales de encauzamiento, disipadores de energía, etc.

En lo posible, una alcantarilla debe seguir la pendiente del cauce natural que la provoca; cualquier cambio brusco en la dirección del agua en cualquiera de sus extremos retarda la corriente y obliga a emplear un conducto de mayor sección. Sin embargo, hay ocasiones en que la pendiente natural resulta excesiva y daría lugar a velocidades no convenientes del agua dentro y a la salida de la obra, con las que se producirán erosiones en los materiales que forman la propia alcantarilla y harían demasiado peligrosas cualesquiera fugas que pudieran llegar a producirse en el recorrido interior del agua. En tales casos es frecuente recurrir a los trazos en perfil que se muestran en la Fig. XI-14.

En la parte *a* de la figura se muestra la colocación normal y conveniente, que es la que ha de darse a cualquier alcantarilla de bóveda, de cajón o de losa de concreto. La parte *b* representa un caso en que se reduce la pendiente de la obra alojándola en el terraplén; esta ubicación puede intentarse únicamente con tubos y guardando las precauciones que se indican someramente en la figura, en lo que se refiere a dentellones de entrada y salida, lavaderos o bajadas y a un muy especial cuidado en evitar cualquier posible fuga del agua en el interior de la obra. La parte *c* muestra una típica alcantarilla de alivio, de las que han de ser construidas en partes intermedias de cortes muy largos, para descongestionar las cunetas o para dar salida de trecho en trecho a la cuneta central de una autopista, cuando la haya; también en este caso resultará esencial respetar todas las precauciones necesarias, algunas de las cuales aparecen en el croquis.

Es frecuente que cuando el fondo del cauce natural tenga una pendiente excesiva se recurra a ubicar la alcantarilla sobre la ladera de la cañada; muchas veces esto se considera práctico o conveniente

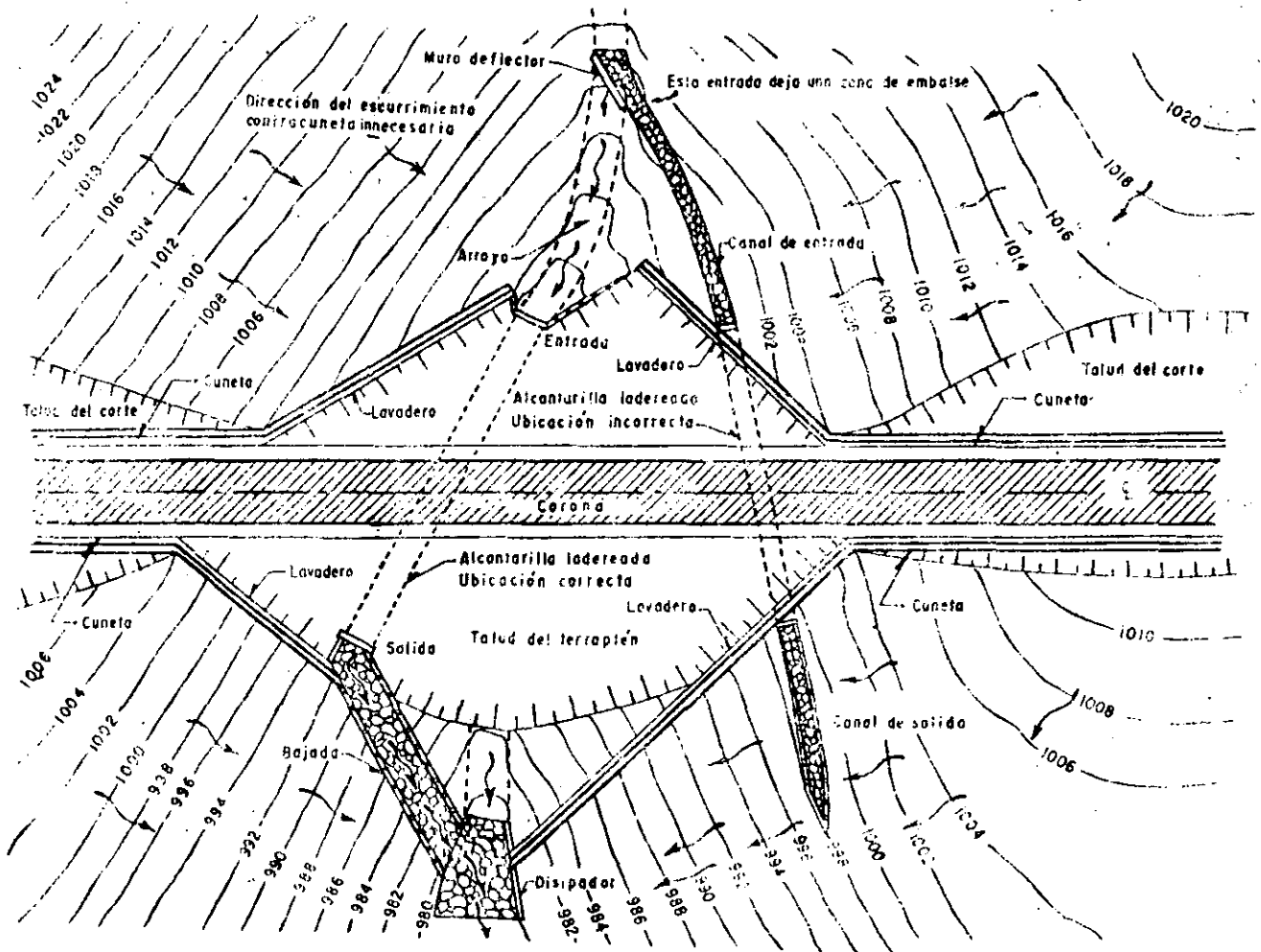


Figura XI-15. Ubicación de alcantarillas en laderas de cañadas.

a partir de pendientes del orden del 15%. Esta colocación de la obra puede resultar conveniente, pero también es común verla realizada con defectos serios que pueden comprometer tanto la eficiencia hidráulica de las alcantarillas como la seguridad del terraplén; es esencial que la entrada de la alcantarilla se encuentre a nivel del cauce natural, en el pie del terraplén de manera que toda el agua pueda circular a su través sin cambios bruscos de dirección o de pendiente; muchas veces esto exige la colocación de muros encauzadores o alguna pequeña rectificación en el cauce. Si la entrada de la alcantarilla queda sobre el pie del terraplén y sobre el nivel del cauce, se habrá creado una zona de depósito e infiltración. La salida del agua debe hacerse también al cauce natural aguas abajo; para no prolongar excesivamente la alcantarilla, es común conducirla desde la salida de la obra hasta el cauce por algún canal, bajada o cualquier elemento de encauzamiento que cubra el mismo fin, controlando las erosiones remontrantes. La Fig. XI-15 muestra una localización adecuada y una inadecuada, pero frecuente, de estas obras.

Otro aspecto importante de la localización de las alcantarillas es su desarrollo en planta. La tendencia natural y conveniente será alinear la obra con el cauce, de manera que la corriente de agua no altere su curso, evitándose así erosiones y remansos. Si el cauce natural está demasiado esviado respecto a la vía terrestre, la alcantarilla alineada puede resultar demasiado larga, pudiendo convenir entonces obligar a la corriente de agua a cruzar en forma más próxima a la perpendicular; lo anterior implica una serie de cambios de dirección en el agua, que sólo podrán ser aceptables si se logran por medio de canales rectificadores que encauzen las aguas sin provocar turbulencias erosivas. Las recomendaciones geotécnicas para la colocación de alcantarillas podrían resumirse como sigue:

1. Siempre que sea posible las alcantarillas deberán colocarse en el fondo del cauce natural y sin transiciones bruscas en alineamiento vertical u horizontal.

2. Cuando no sigan la línea de fondo del cauce natural, las alcantarillas deberán colocarse en una trinchera en suelo firme.

3. En cualquier localización que no sea el fondo del cauce natural se hará un estudio económico cuidadoso para establecer claramente que el costo de conservación de la localización escogida no hace nulo el ahorro en costo de construcción que con ella se tenga.

4. Cuando las alcantarillas no estén alineadas con el cauce natural, deberá tenerse especial cuidado en que su entrada y su salida resulte apropiada al agua, sin quiebres bruscos o salientes capaces de fomentar turbulencias o erosiones. La eliminación de tales obstáculos casi seguramente será siempre económica.

5. El gradiente hidráulico que exista dentro de

la alcantarilla deberá ser tal que la velocidad del agua en ella sea igual o mayor que la que tenía en el mismo trecho de cauce natural.

6. Deben evitarse en las alcantarillas contracciones en la vena líquida.

Una zona crítica es siempre la frontera entre el material térreo del terraplén y la alcantarilla propiamente dicha, pues en ella se dificulta la compactación del material de abrigo y se favorece la penetración del agua, que puede tubificar al material de terracería o humedecerlo; es frecuente que sobre las alcantarillas, los pavimentos muestren defectos especiales por este motivo, que deberá cuidarse siempre en forma muy especial durante la construcción.

Los problemas de cimentación de las alcantarillas se resuelven en principio con los métodos discutidos para cimentaciones superficiales en el Capítulo VIII de este mismo volumen. Se exceptúa el caso de los tubos, que por comunicar al terreno natural esfuerzos muy bajos quedan fuera de estas consideraciones. El problema radica, como ya se dijo, en la falta de estudios de que suele adolecerse en las alcantarillas, por su gran número y baja inversión individual. Por ello como también se discutió, las recomendaciones de cimentación de las alcantarillas suelen darse con base en observación o en estudios muy someros que han de hacer especialistas entrenados en la aplicación de las normas de la Mecánica de Suelos a estos problemas; los criterios en que tales especialistas han de moverse son los mismos detallados en el Capítulo VIII. Lo anterior, naturalmente, no excluye la necesidad de estudiar acuciosamente todos los casos que se detecten como especiales por alguna razón.

Cuando los terraplenes se colocan sobre terrenos muy blandos y compresibles, sus asentamientos resultan muy perjudiciales para las obras de drenaje que hayan de hacerse bajo ellos; estos asentamientos destruyen las obras rígidas convencionales o las deforman más allá de lo tolerable, cuando son flexibles. El problema de cimentación puede a veces resolverse, colocando la obra sobre el material del terraplén, más resistente que el terreno de cimentación en este caso, pero esta solución está circunscrita al hecho de que al elevar la obra no se perjudique su comportamiento hidráulico o no se cree abajo de la plantilla un almacenamiento de agua, a partir del cual ésta pueda infiltrarse en el terraplén; generalmente el método anterior es apropiado en terraplenes sobre terrenos pantanosos e inundados o en lugares en que, por lo blando del terreno natural, parte del terraplén se incrusta en él desde un principio: El cajón de concreto (Ref. 10) es la estructura para alcantarilla grande (considerando los casos en que los tubos ya no resuelven el problema hidráulico) que transmite al terreno los menores niveles de esfuerzo; además este tipo de estructuras es el que soporta mejor los movimientos del terraplén sobre el terreno de cimentación compresible, pues aunque sufran agrietamientos que hayan de ser calafateados, su función no se ve esen-

ciamente comprometida por el asentamiento y, al comunicar al terreno esfuerzos del orden de los que comunica el propio terraplén, se eliminan los problemas por asentamiento diferencial, de otro modo tan graves.

A. Estructuras flexibles

Las estructuras flexibles son aquellas construidas por tubos o arcos de lámina de acero corrugada, con recubrimiento adicional o sin él colocados en el terreno, bajo el terraplén, en una o más líneas (baterías).

Para fines de proyecto es preciso considerar en estas estructuras la influencia de las cargas muertas y la de las cargas vivas. Las primeras son debidas al peso propio (total o parcial) de la tierra colocada sobre la estructura (colchón); las cargas vivas son debidas al peso del equipo que transita sobre la estructura, antes o después de que ésta haya sido, debidamente protegida por su colchón de tierra. Los impactos producidos por las cargas móviles y, en ciertos casos, las vibraciones transmitidas por las mismas se consideran también como cargas vivas. En general, el efecto de la carga viva disminuye al aumentar el espesor del colchón y al aumentar la velocidad del tránsito.

Además de los efectos verticales de las cargas consideradas, existen también presiones laterales y longitudinales a lo largo del eje de la estructura inducidas por las cargas verticales.

En general puede decirse que la pequeña cedencia inherente a una estructura metálica flexible alivia considerablemente los estados de esfuerzos actuantes en la propia estructura en comparación a una idealmente rígida. Ello es debido al fenómeno de arqueo

(Ref. 11), estudiado en el Capítulo 5 del Volumen I y en el Capítulo XIV de este volumen; el efecto hace que la presión vertical de tierra actuante en la bóveda de la alcantarilla sea menor que la que corresponde al espesor de colchón sobre ella; el efecto puede cuantificarse aproximadamente recurriendo a la teoría que se incluye en las referencias arriba mencionadas. Usualmente y desde el punto de vista estructural suele especificarse que la bóveda de una alcantarilla flexible no pueda ceder más de un 5% de la máxima dimensión vertical; este límite cubre ampliamente las deformaciones necesarias para el desarrollo del efecto de arqueo, por lo que puede garantizarse que éste tendrá lugar siempre sobre obras metálicas flexibles del tipo utilizado por la práctica. El efecto de arqueo es más notorio en arenas que en arcillas y se ve influenciado por las vibraciones, que tienden a disminuirlo, sobre todo en el caso de las arenas. Sin embargo, debe recordarse que existe un espesor mínimo de colchón para que se desarrollen efectos de arqueo de importancia práctica; los límites respectivos se discuten también someramente en la Referencia 11.

Si se supone que los efectos de arqueo son inexistentes, los efectos de la combinación de carga muerta y carga viva sobre una alcantarilla son como los que se muestran para dos casos particulares en las Figs. XI-16 y XI-17 en referencia al caso de carreteras y ferrocarriles, respectivamente.

En ambos casos se ha considerado que la carga muerta, debida al colchón de tierra, aumenta linealmente con la profundidad; el efecto de la carga viva (en el caso de las figuras, H-20 para carreteras y Cooper E-72, más 50% de impacto, para ferrocarril) sigue una ley de variación de tipo hiperbólico con la profundidad. La carga total, suma de ambas, se muestra en las dos figuras.

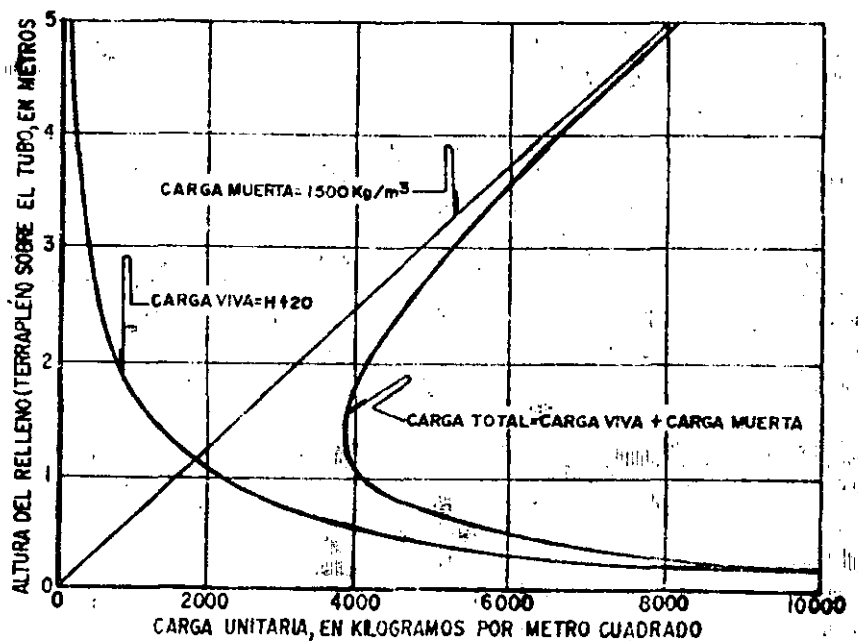


Figura XI-16. Combinación de cargas muerta y viva sobre alcantarillas flexibles en carreteras para las condiciones que se citan.

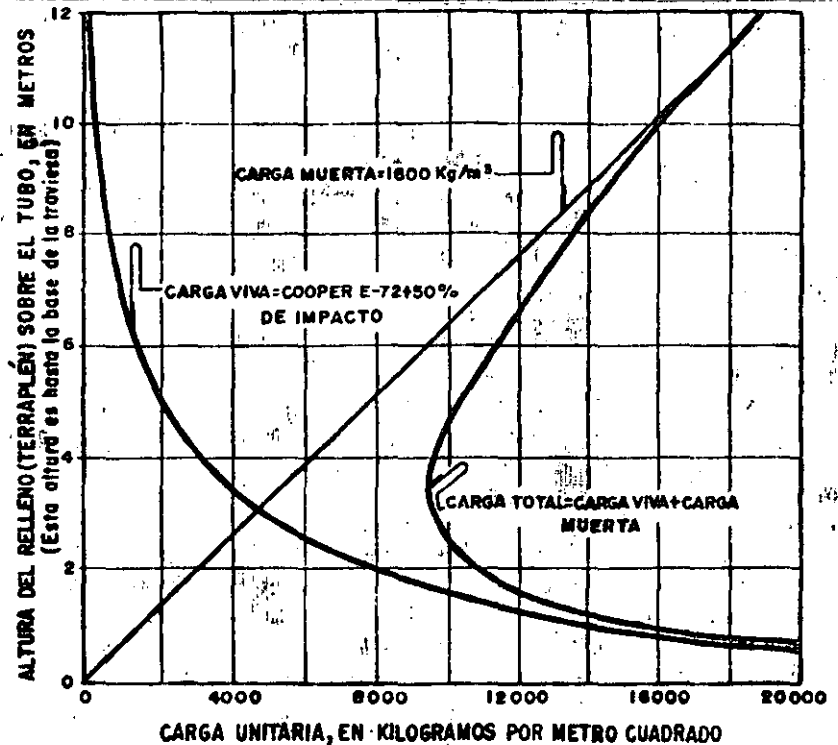


Figura XI-17. Combinación de cargas muerta y viva para alcantarillas flexibles en ferrocarriles para las condiciones que se citan.

Considerando el efecto de arqueo, las gráficas anteriores dan todavía resultados representativos para colchones de pequeño espesor, en los que el efecto casi no se desarrolla; en espesores mayores, la carga muerta ya no es ahora función lineal de la profundidad, sino que crece hasta un límite, a partir del cual ya se mantiene uniforme. De las gráficas se desprende que en cada caso existe un colchón para el que la combinación de cargas produce un efecto mínimo.

Para resistir correctamente a las cargas, la alcantarilla deberá estar apoyada en un suelo homogéneo en toda su longitud; si el terreno natural no lo es, deberá hacerse una sustitución de los materiales débiles o compresibles por material compactado. Bajo la obra deberá colocarse una plantilla, preferentemente de arena compacta. En terraplenes construidos sobre terrenos compresibles, el efecto diferencial de

mayor asentamiento en el centro respecto a las orillas puede hacer conveniente el dar a la obra una adecuada contraflecha.

La resistencia y el funcionamiento de cualquier tipo de estructura flexible para drenaje depende en gran parte de la calidad y las normas de colocación del material de relleno lateral y de colchón adyacentes a ella (Ref. 12).

Este relleno debe ser en lo posible inerte al agua, es decir, no susceptible a expansiones, agrietamientos, etc., fácilmente compactable y no susceptible tampoco a la tubificación. En el Capítulo III del Volumen I se han dado normas para estimar la susceptibilidad de los suelos a esos fenómenos; dichas normas son aplicables al caso ahora tratado.

Con el objeto de evitar distorsiones de la estructura metálica, el relleno lateral deberá colocarse por capas y alternativamente, de modo que vaya creciendo simultáneamente en los dos lados. El colchón debe comenzar a colocarse en el centro de la bóveda, extendiéndose en sentido transversal simultáneamente hacia los lados, con el mismo fin; es conveniente comenzar el cubrimiento en sentido longitudinal procediendo del centro hacia los dos extremos del tubo. Lo fundamental a cuidar en la colocación del relleno es la correcta compactación de las capas en que se vaya colocando; la despreocupación de este concepto, es, sin duda, fuente de un gran número de fallas en obras flexibles de drenaje. La compactación hace aumentar la estabilidad del suelo y al aumentar su resistencia al esfuerzo cortante, disminuye los empujes de tierras que el relleno ejerce lateralmente contra la estructura; la compactación del colchón hace



Compactación en torno a una alcantarilla flexible.

aumentar grandemente los efectos benéficos del ataque, reduciendo mucho las cargas verticales en la estructura. Como regla práctica, no debe haber en un contorno a la estructura, con ancho de dos diámetros de la misma, material que no haya sido cuidadosamente compactado: estas operaciones pueden hacerse con equipo manual o de cualquier forma que garantice la buena ejecución del trabajo sin daño para la alcantarilla; en la compactación del colchón especialmente se comete con frecuencia el error de hacer circular sobre la obra equipo pesado de compactación antes de que se haya alcanzado un espesor de cubrimiento protector suficiente; ésta ha sido frecuente causa de fallas.

Si el colchón vertical es reducido, los empujes laterales pudieran predominar y tender a apearlitar a la alcantarilla; en este caso conviene recurrir a secciones tipo bóveda, más anchas y menos altas, que aumentan el colchón y contrarrestan en mal efecto anterior.

Es frecuente que las alcantarillas flexibles muestren defectos estructurales (deformaciones, cedencias, etcétera), durante su funcionamiento; estos efectos suelen tener siempre como origen la mala compactación de los rellenos que produce empujes de tierras superiores a los considerados en el proyecto que, lógicamente, toma en cuenta los espesores de colchón y terraplén bien compactados. La solución de estos defectos no puede ser otra que la radical, que consiste en retirar el relleno ~~sobrio~~ y en sustituirlo por otro bien compactado.

Cuando el terreno que sirve de base a una alcantarilla flexible es compresible y ésta se hunde longitudinalmente, el mayor hundimiento bajo el centro del terraplén respecto al de sus hombros, hace que se abran las juntas entre las placas metálicas ensambladas que constituyen la alcantarilla; para resolver este problema e impedir la filtración de agua por las juntas a ciertas puede colocarse por dentro un anillo exterior de acero corrugado, cuyas corrugaciones siendo la diferencia igual al monto de las fuerzas combinadas con las de las placas que forman la alcantarilla, este anillo puede expandirse desde dentro y actuar así como sellador. En algunos casos y siempre que se logre de un modo efectivo que el anillo trabaje solidariamente con la pared de la estructura, podría considerarse como un refuerzo estructural. En caso en que el anillo anterior actúe como sellador es conveniente colocar entre él y la estructura una capa de asfalto, neopreno u otro material flexible similar.

A menudo se ha observado que la conservación de las alcantarillas, tanto flexibles como rígidas, se descuida lamentablemente, así como la de sus obras auxiliares (muros de cabeza, rompedores de energía del agua, obras de encauzamiento, lavaderos de descarga, etcétera); naturalmente esto se traduce en daños posibles para los terraplenes y en menor vida útil para el camino en general y para las alcantarillas en particular. El azolvamiento es un efecto particularmente

nocivo. Una buena conservación comprende la realización de obras de encauzamiento y de todas las necesarias, para corregir, a la luz del funcionamiento, todos los defectos u omisiones de la construcción.

Un terraplén tubificado se reconoce por la presencia de irregularidades, oquedades, afloramientos de agua o manchas de humedad y otros signos de escurrimiento interno, especialmente en el talud de aguas abajo del terraplén. Si el proceso de tubificación ha avanzado poco, nada ofrece mejor garantía que la instalación de un filtro en el talud del terraplén aguas abajo y en torno a la alcantarilla; si el proceso está avanzado, además del filtro será preciso reponer el material tubificado, llegando incluso a construir galerías a través del terraplén para lograr que esa reposición se efectúe en forma completa.

Una fuente común de problemas de tubificación son los agujeros que se dejan sin sellar dentro de la alcantarilla; estos agujeros pueden haber sido necesarios para facilitar las maniobras de transportación e izado de las piezas que la constituyen; son especialmente peligrosos cuando el relleno que rodea la alcantarilla es susceptible a la tubificación (arenas finas y limos no plásticos con $I_p < 10$); en los agujeros se produce succión del material de relleno por la corriente de agua, lo cual inicia un proceso de erosión progresiva que conduce a la falla de la obra por falta de soporte; se han llegado a ver casos en que el agua puede cruzar el terraplén por un verdadero túnel formado en torno a la obra, ignorando a ésta. Los agujeros en cuestión deben ser sellados durante la construcción de la alcantarilla.

En terraplenes muy arcillosos, la sequía prolongada puede producir agrietamientos en torno a la alcantarilla y esas grietas constituyen una entrada natural para las aguas. Cuando éste sea el caso, deberían sellarse todas las grietas en torno a la alcantarilla, tuelcando el material de manera que se siga la grieta y colocando nuevo material debidamente compactado. Una buena protección de los taludes del terraplén con vegetación contribuye mucho a eliminar el problema de las grietas.

De los varios tipos de estructuras para drenaje que actualmente se usan en la tecnología de las vías terrestres, ninguno se debe considerar como la solución óptima de todos los problemas; todos tienen sus ventajas y sus inconvenientes. A continuación se hace un balance de las ventajas y desventajas que más comúnmente se atribuyen a las alcantarillas flexibles de tubo metálico.

Las principales ventajas radican en el hecho de trabajar con un producto fabricado con normas estrictas, lo que prácticamente elimina defectos graves de elaboración; también se tiene alta resistencia en comparación al peso. Las ventajas inherentes a la flexibilidad ya han sido suficientemente mencionadas. Los tubos metálicos funcionan convenientemente aún en suelos de muy baja capacidad de carga, pues comunican al terreno de cimentación presiones muy

bajas. Son también fáciles de instalar y manejar y están disponibles en gran variedad de secciones, tamaños y calibres de lámina, lo que permite mucha libertad para llegar al diseño óptimo correspondiente a cada paso particular.

La principal desventaja de las alcantarillas metálicas es probablemente su costo alto en relación a obras de mampostería y aún de concreto, que resultan siempre más baratas en lugares en que el terreno de cimentación no plantea problemas especiales de capacidad de carga. También hacen inconvenientes a las estructuras metálicas todas las aguas de naturaleza corrosiva, so pena de usar protecciones sumamente costosas sobre la lámina de acero; el concreto y la mampostería resisten asimismo mucho mejor el efecto erosivo de aguas a alta velocidad.

B. Alcantarillas rígidas

El estudio de las alcantarillas construidas con materiales rígidos, tales como el concreto reforzado, debe comenzar con un análisis de cargas a que estará sujeta la estructura, pues éstas juegan un papel especialmente importante en el comportamiento de aquélla.

B-1. Estudio de cargas muertas

Para fines de proyecto deben considerarse los dos tipos de cargas tradicionales: las muertas y las vivas.

Las cargas muertas son causadas por la tierra que abriga al tubo rígido. A primera vista se diría que dicho efecto es igual al peso propio del material colocado sobre el tubo; de hecho la afirmación anterior se consideró correcta durante muchos años en la práctica ingenieril. Hoy se sabe, sin embargo, que el efecto del suelo suprayacente puede ser mayor o menor que el peso propio, y, en rigor, sólo por una rara casualidad será igual a éste. Lo anterior es debido a que entre un prisma de suelo de ancho igual al diámetro del tubo, situado sobre éste y prolongado hasta la superficie del terreno o terraplén y las masas de suelo a ambos lados de este prisma, se ejercen fuerzas cortantes, cuando hay alguna tendencia al movimiento relativo. Si las fuerzas cortantes producidas son hacia arriba, porque el prisma considerado trate de bajar respecto a las masas vecinas, el efecto del prisma sobre el tubo es menor que su propio peso; por el contrario, si, por alguna razón las masas vecinas tratan de bajar respecto al prisma, las fuerzas cortantes de frontera se producen hacia abajo, sumándose al peso propio del prisma, por lo que el efecto de éste sobre el tubo es mayor que su peso propio.

Para el propósito de calcular cargas muertas, las alcantarillas de tubo rígido se clasifican en cuatro clases principales de acuerdo con las condiciones de instalación, que influyen en la magnitud y dirección de las fuerzas cortantes a que arriba se hizo referencia. Estas clases se muestran en la Fig. XI-18.

Los tubos sin terraplén (parte a) de la figura se instalan en las zanjas estrechas bajo el nivel del terreno natural; sobre ellas se coloca solamente el relleno

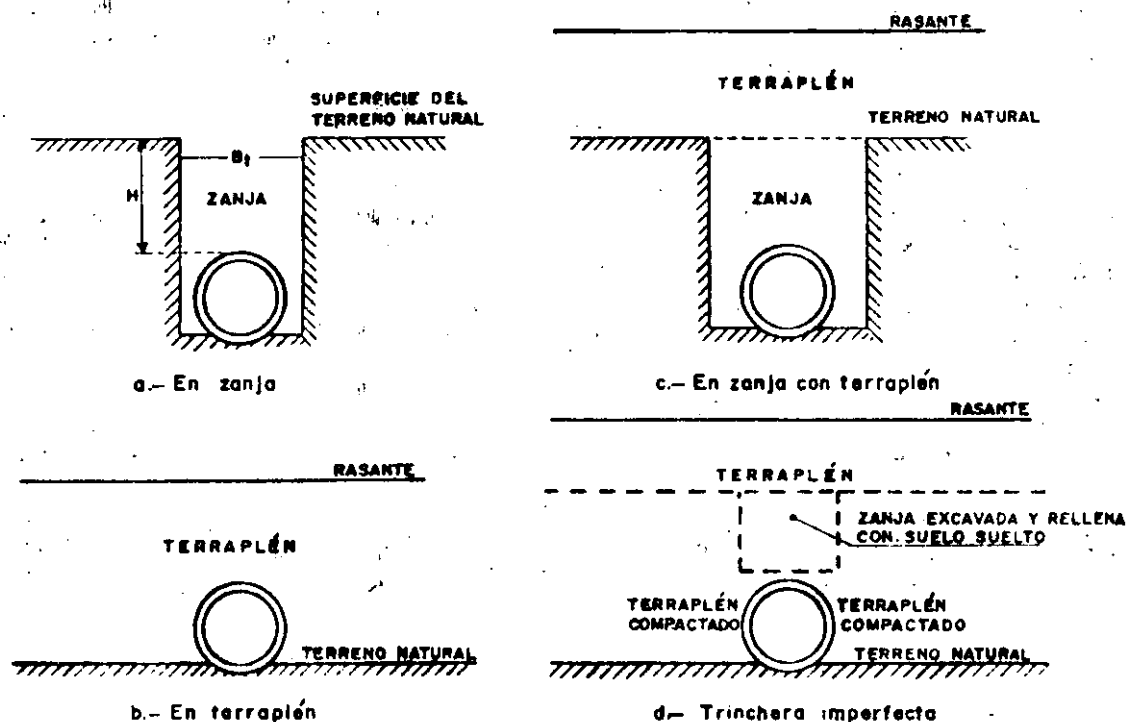


Figura XI-18. Clases de alcantarillado, según su colocación.

de la zanja posterior a la excavación. Los tubos con terraplén (partes b) y c) de la figura) están colocados bajo el mismo y pueden quedar o no en una zanja dentro del terreno natural, siendo favorecidos por ésta, pues al alojarse dentro de ella, la carga vertical se reduce tanto más cuanto más suelto sea el relleno que se coloca sobre el tubo; dicho relleno suelto no necesita ocupar toda la zanja, bastando una faja de 30 ó 40 cm de espesor sobre el tubo para lograr un arqueado beneficioso.

En la parte d) de la figura se muestra un tipo bastante usado de colocación muy favorable para reducir la carga actuante sobre un tubo instalado en el terraplén. En este sistema llamado de trinchera imperfecta, primero se coloca el tubo sobre el terreno natural, sin utilizar ninguna zanja; después se coloca el terraplén perfectamente bien compactado a los lados del tubo, hasta una distancia de dos veces el diámetro del mismo y hasta una altura de unos 40 cm sobre su clave. En seguida se excava una zanja a lo largo del tubo, con ancho igual al diámetro del mismo y hasta una profundidad ligeramente menor que la parte superior del tubo (del orden de 10 cm arriba de la clave); esta zanja se rellena ahora de material suelto y compresible tras lo cual se prosigue la construcción del terraplén, compactándolo convencionalmente. Cuanto más compresible sea el material de relleno colocado cerca de la clave del tubo en el sistema anterior, mayor será la reducción de la carga muerta actuante sobre el tubo; Marston (Refs. 13 y 14) ha sugerido añadir paja u hojarasca seca al relleno de la zanja para aumentar su compresibilidad. El mismo autor arriba mencionado ha desarrollado una teoría que permite valuar la carga muerta que actúa sobre el tubo de concreto en las diferentes condiciones de instalación que se muestran en la Fig. XI-18.

En primer lugar analiza el caso de los tubos en zanja (Fig. XI-18.a). Se aceptará la siguiente nomenclatura con referencia a la Fig. XI-19. (Ref. 15).

- W_m = carga muerta actuante sobre un plano horizontal tangente al tubo rígido en su clave.
- γ_m = peso específico del suelo en el estado en que se encuentre.
- F = carga vertical en el plano horizontal al nivel h .
- D = diámetro exterior del tubo rígido.
- B_t = ancho de la trinchera al nivel de la clave del tubo.
- H = profundidad de la trinchera hasta el plano horizontal tangente al tubo por su clave.
- h = distancia de la superficie del terreno natural a un plano horizontal en el relleno.
- C_d = coeficiente de carga.
- ϕ = ángulo de fricción interna del material de relleno.
- ϕ' = ángulo de fricción entre el material de relleno y la pared de la zanja ($\phi' \leq \phi$).
- K = coeficiente de presión de tierras.

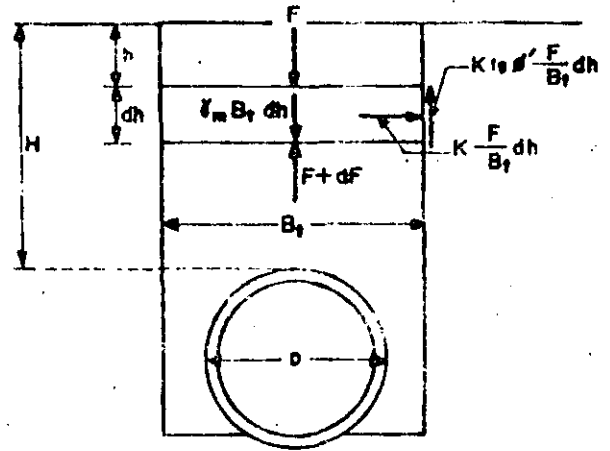


Figura XI-19. Deducción de la fórmula que da la carga muerta sobre tubos en zanja.

Con referencia a la Fig. XI-19 y analizando el equilibrio del elemento de relleno a la profundidad h , puede escribirse, respecto a un tramo unitario de tubo:

$$F + \gamma_m B_t dh = F + dF = 2K \tan \phi' \frac{F}{B_t} dh \quad (11-2)$$

Nótese que como el relleno siempre se coloca en estado suelto, por lo menos parcialmente, tenderá siempre a bajar, con lo que las fuerzas cortantes de reacción en las paredes de la zanja resultarán siempre hacia arriba, lo que es favorable para la situación del tubo. En la ecuación 11-2 Marston considera que K es el coeficiente de presión activa de tierras, lo que es discutible, puesto que las paredes de la zanja probablemente no ceden bajo el empuje; desde este punto de vista, tal parece que el coeficiente de presión de tierra en reposo (K_0) pudiera ser más razonable. Al valuar las fuerzas cortantes en las paredes de la zanja, considera que se desarrollan al unísono la resistencia al esfuerzo cortante última en todos los puntos de la pared y esto tampoco resulta muy realista. Sin embargo, una consideración tiende a compensarse con la otra y el hecho es que los ingenieros especialistas que suelen aplicar las fórmulas de Marston reportan generalmente buenos resultados, cuando se satisfacen plenamente los requisitos de colocación del tubo.

La ecuación 11-2 conduce a una ecuación diferencial lineal, cuya solución con la condición de frontera $F = 0$ para $h = 0$ es:

$$F = \gamma_m B_t^2 \frac{1 - e^{-\frac{2Kh \tan \phi'}{B_t}}}{2K \tan \phi'} \quad (11-3)$$

Lo cual, en la profundidad $h = H$, puede escribirse:

$$W_m = C_d \gamma_m B_t^2 \quad (11-4)$$

donde C_d es un factor de carga adimensional e igual a:

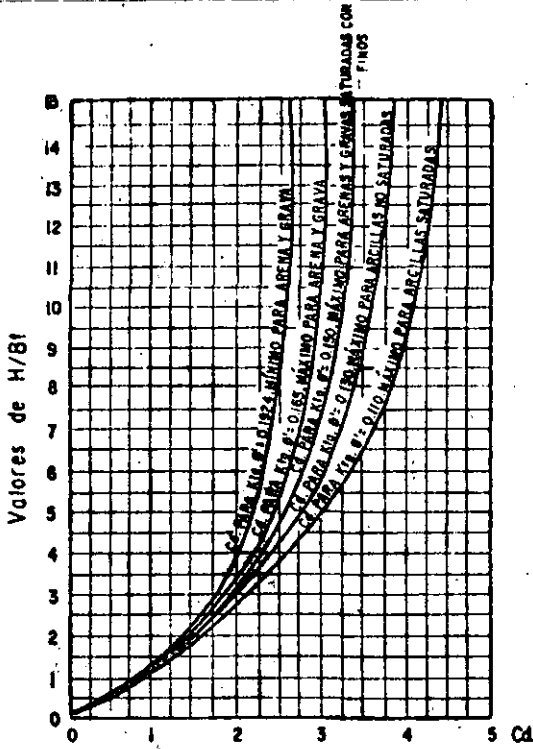


Figura XI-20. Valores del coeficiente de carga C_d .

$$C_d = \frac{1 - e^{-\frac{2KH \tan \phi'}{B_t}}}{2K \tan \phi'} \quad (11-5)$$

En las fórmulas anteriores e es la base de los logaritmos neperianos.

La ecuación 11-4 permite calcular la carga muerta sobre una unidad de longitud de tubo y en ella puede utilizarse cualquier sistema homogéneo de unidades.

C_d es función del producto $K \tan \phi'$ y de la relación H/B_t . Se encuentra en las gráficas de la Fig. XI-20 para los diferentes tipos de suelos.

Si el tubo es de tipo muy rígido (y éste es el caso general de los de concreto), prácticamente toda la carga dada por la fórmula 11-4 será tomada por él, pues su rigidez será mucho mayor que la del suelo colocado a sus lados como relleno dentro de la zanja; si el tubo, por el contrario, es flexible y el suelo a sus lados está debidamente compactado, las rigideces de ambos pueden ser similares y en tal caso, para considerar la carga que soporta el tubo deberá multiplicarse el valor dado por la ecuación 11-4 por la relación D/B_t , con los sentidos usuales para esas letras.

Frecuentemente la trinchera en que se aloja el tubo no tiene paredes verticales, sino que éstas poseen un cierto talud, lo que da lugar a una dimensión B_t variable; cuando éste sea el caso, deberá hacerse intervenir en la ecuación 11-4 el ancho medido sobre el plano horizontal tangente al tubo en su clave.

Naturalmente, este criterio sólo será válido si los taludes de la trinchera no son muy tendidos, pues si lo son, la carga sobre el tubo deberá analizarse con la condición de tubo en terraplén (Fig. XI-18.b).

El caso de tubos en terraplén corresponde al croquis mostrado en la parte b) de la Fig. XI-18, como ya se dijo. Ahora pueden imaginarse dos planos verticales tangentes al tubo y llevados hasta la superficie del terraplén; las fuerzas cortantes que se desarrollen en esos planos como consecuencia del movimiento relativo del prisma interior respecto a las masas de suelo vecinas jugarán un importante papel en la carga que actúe a fin de cuentas sobre el tubo. Si el prisma interior tiende a bajar respecto a las masas vecinas se producirá arqueado favorable y la carga sobre el tubo será menor que el peso del citado prisma interior; por el contrario, si las masas vecinas tienden a bajar con respecto al prisma, la carga sobre el tubo será mayor que la correspondiente al peso de la columna de suelo sobre él. Para cuantificar la carga muerta que haya de obrar en un caso concreto, se considera el plano horizontal tangente al tubo en su clave, al que se llama plano crítico y se analiza el movimiento relativo de puntos de ese plano colocados precisamente en la clave del tubo y a los lados de éste. El asentamiento del plano crítico a los lados del tubo es igual (Fig. XI-21) al desplazamiento que sufre la superficie del terreno natural por el peso del terraplén (S_p), sumado al acortamiento que sufra la parte del terraplén localizada entre el terreno natural y el plano crítico (S_m). Así, en resumen, el asentamiento del plano crítico a los lados del tubo será $S_m + S_p$. Por su parte, el asentamiento que sufre el punto del plano crítico sobre la clave del tubo, está también formado por dos sumandos; el primero expresa lo que baja la base del tubo, S_f (generalmente $S_f > S_p$, pues el primero comprende lo que bajó el terreno natural, más la incrustación que el tubo pueda tener dentro de él) y el segundo, la deformación estructural propia del tubo en la dirección vertical por efecto de la carga actuante, d_c . Así, lo que baja el plano crítico sobre la clave del tubo es $S_f + d_c$. El movimiento relativo en el plano crítico es igual a $(S_m + S_p) - (S_f + d_c)$.

Se define como relación de asentamiento, r_a , a:

$$r_a = \frac{(S_m + S_p) - (S_f + d_c)}{S_m} \quad (11-6)$$

que expresa la relación entre el movimiento relativo en el plano crítico y el acortamiento del terraplén a los lados del tubo.

Una relación de asentamiento positiva indica que las masas vecinas se mueven más que el prisma interior y que, por tanto, la carga sobre el tubo excede al peso del prisma sobre el tubo; inversamente, la relación de asentamientos negativa es signo de arqueado favorable.

Conviene definir también la relación de proyec-

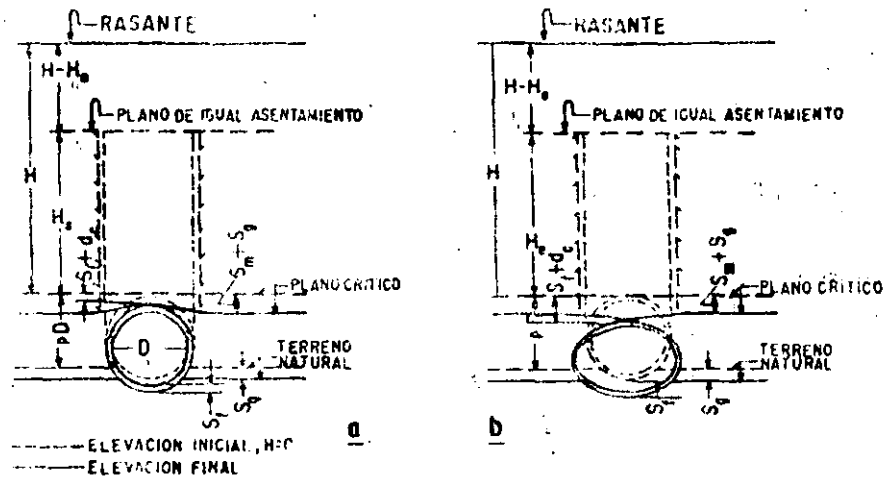


Figura XI-21. Tubos en terraplén.

ción, p , como el cociente entre el espesor del terraplén entre el terreno natural y el plano crítico y el ancho del tubo de concreto, D . Así el espesor del terraplén a los lados del tubo queda expresado por pD .

En terrapienes altos el efecto de arqueo sobre el tubo no abarca toda la altura, sino que tiende a disiparse según la elevación crece respecto al tubo, pudiendo delimitarse una altura, H_c en que estos efectos ya no son perceptibles. El plano horizontal que está a una altura H_c sobre el tubo se llama de igual asentamiento, pues se mueve ya lo mismo sobre la clave del tubo y a los lados del mismo; sobre el plano de igual asentamiento no hay los esfuerzos cortantes en los planos verticales imaginarios tangentes a los lados del tubo que se mencionaron atrás.

La fórmula a que llega la teoría de carga de Marston para tubos rígidos alojados en terraplén (Fig. XI-18.b) es:

$$W_m = C_c \gamma_m D^2 \quad (11-7)$$

donde las letras tienen el sentido ya definido en una lista precedente de este mismo párrafo y C_c es un Coeficiente de Carga, dado por las expresiones:

$$C_c = \frac{e^{\pm 2K \tan \phi H/D} - 1}{\pm 2K \tan \phi}, \text{ para } H \leq H_c \quad (11-8)$$

$$C_c = \frac{e^{\pm 2K \tan \phi H_c/D} - 1}{\pm 2K \tan \phi} + \left(\frac{H}{D} - \frac{H_c}{D} \right)$$

$$C_c = \pm 2K \tan \phi H_c/D, \text{ para } H > H_c \quad (11-9)$$

Los signos más deberán de usarse cuando la relación de asentamiento sea positiva y los menos cuando sea negativa.

En las fórmulas anteriores H_c indica la posición del plano de igual asentamiento (Fig. XI-21) y en principio puede valerse con la expresión:

$$\left[\frac{1}{2K \tan \phi} \pm \left(\frac{H}{D} - \frac{H_c}{D} \right) \pm \frac{r_o p}{3} \right]$$

$$\frac{e^{\pm 2K \tan \phi H_c/D} - 1}{\pm 2K \tan \phi} \pm \frac{1}{2}$$

$$\left(\frac{H_c}{D} \right)^2 \pm \frac{r_o p}{3} \left(\frac{H}{D} - \frac{H_c}{D} \right)$$

$$e^{\pm 2K \tan \phi H_c/D} - \frac{1}{2K \tan \phi} \frac{H_c}{D} \pm \frac{H H_c}{D^2} = \pm \frac{r_o p H}{D} \quad (11-10)$$

Ahora los signos superiores deben usarse con relación de asentamiento positiva, y los inferiores con negativa.

En la Fig. XI-22 se proporciona una gráfica que da lugar directamente el valor de C_c en función de los de la relación H/D y del producto $r_o p$.

Con la gráfica se hace innecesario aplicar las fórmulas 11-8 a 11-10, lo que por otro lado sería engorroso, ya que proporciona directamente los valores de C_c que se requieren para aplicar la expresión 11-7. Cuando $r_o p = 0$ pueden suceder dos cosas: $r_o = 0$, es decir que el asentamiento del plano crítico es el mismo a los lados del tubo, y en su clave o bien $p = 0$, es decir que el tubo esté alojado en una zanja de profundidad igual a un diámetro. En ambos casos, la constante C_c resulta igual a H/D y la carga sobre el tubo es idéntica al peso del terraplén sobre él; en efecto:

$$W_m = \frac{H}{D} \gamma_m D^2 = \gamma_m H D$$

Para valores negativos del producto $r_o p$, r_o es el negativo, puesto que p es siempre positivo, si existe y la carga sobre el tubo es menor que el peso de la tierra suprayacente, pues el plano crítico se hunde

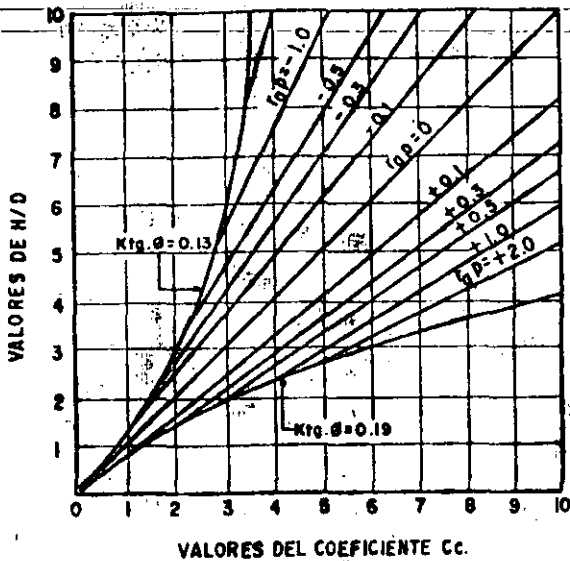


Figura XI-22. Valores de C_c .

más en la clave del tubo que a los lados de él. En este caso el valor de C_c depende del de $K \tan \phi$ (expresiones 11-8 y 11-9) y crece al decrecer el valor de este producto, por lo que es conservador calcularlo con un valor mínimo, aunque realista de $K \tan \phi$; en la gráfica, las curvas con r_0 negativa se refieren a $K \tan \phi = 0.13$ que corresponde a un terraplén de arcilla. Las curvas correspondientes a r_0 negativo parten de otra (trazo más grueso) que es la representación gráfica de la ecuación 11-8, de tal manera que la intersección de las líneas da el valor de H_c correspondiente a cada valor de $r_0 p$ a partir de su ordenada. Cuando r_0 es positivo, el producto $r_0 p$ también lo es; diferentes valores de este producto generan las líneas a la derecha de la que se trazó a 45° para $r_0 p = 0$. En este caso, el valor de C_c crece con $K \tan \phi$, por lo que ahora lo conservador es calcular las líneas con un valor alto y realista del producto; en la Fig. XI-22 el valor usado fue $K \tan \phi = 0.19$, que corresponde a suelos granulares sin finos. También

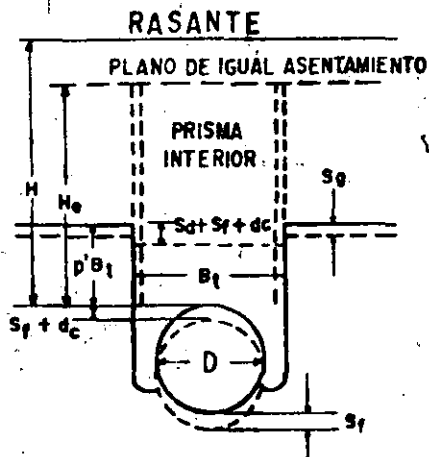


Figura XI-23. Trinchera en zanja bajo un terraplén.

estas curvas parten de otra que representa la ecuación 11-8 para r_0 positiva; nuevamente puede estimarse H_c a partir de las ordenadas de los puntos de partida.

En la práctica se tiene el inconveniente de que para aplicar las ideas y gráficas anteriores no se puede valuar a priori la relación de asentamiento r_0 con que vaya a trabajar el tubo en proyecto. El inconveniente se supera partiendo de un valor de r_0 supuesto con base en el comportamiento de alcantarillas construidas. La tabla XI-4 da valores recomendados por la experiencia para la relación en estudio (Ref. 15).

TABLA XI-4

Valores de r_0 para proyecto (Ref. 15)

Condiciones prevalecientes	r_0
Tubo rígido sobre roca o suelo no cedente	+1.0
Tubo rígido sobre suelo, compresible	0 a +0.5
Tubo rígido sobre suelo común	+0.5 a +0.8

En el caso de alcantarillas en zanja, pero con terraplén suprayacente (Fig. XI-18.c), la carga muerta por metro de tubo puede estimarse con la expresión 11-11 que se muestra a continuación referida a la Fig. XI-23.

$$W_m = C_n \gamma_m B_t^2 \quad (11-11)$$

donde B_t es el ancho de la zanja y C_n es un coeficiente de carga que se obtiene de las gráficas de la Fig. XI-24.

En estas gráficas se usan respectivamente valores de la relación de proyección p (ver Fig. XI-23) de 0.5, 1.0 y 2.0. Para valores intermedios de p puede hacerse una interpolación lineal de los valores de C_n obtenidos. El significado de las distintas curvas que se muestran en las gráficas es similar al discutido para alcantarillas bajo terraplén, antes vistas. Se usó para cálculo un valor $K \tan \phi = 0.13$, lo que es conservador.

La experiencia proporciona pocos datos para fijar la relación de asentamiento a usar en el proyecto, estimándose que valores comprendidos entre -0.3 y -0.5 son adecuados para el caso.

Para el caso de alcantarillas colocadas en trinchera imperfecta (Fig. XI-18.d), la fórmula a aplicar es esencialmente la 11-11, substituyendo únicamente B_t por D , que es el ancho de la trinchera excavada. Así, para este caso la expresión sería:

$$W_m = C_n \gamma_m D^2 \quad (11-12)$$

donde C_n se obtiene también de las gráficas de la Fig. XI-24, pero usando la relación H/D en lugar de H/B_t . El valor de p es igual a la profundidad de la trinchera excavada, entre D .

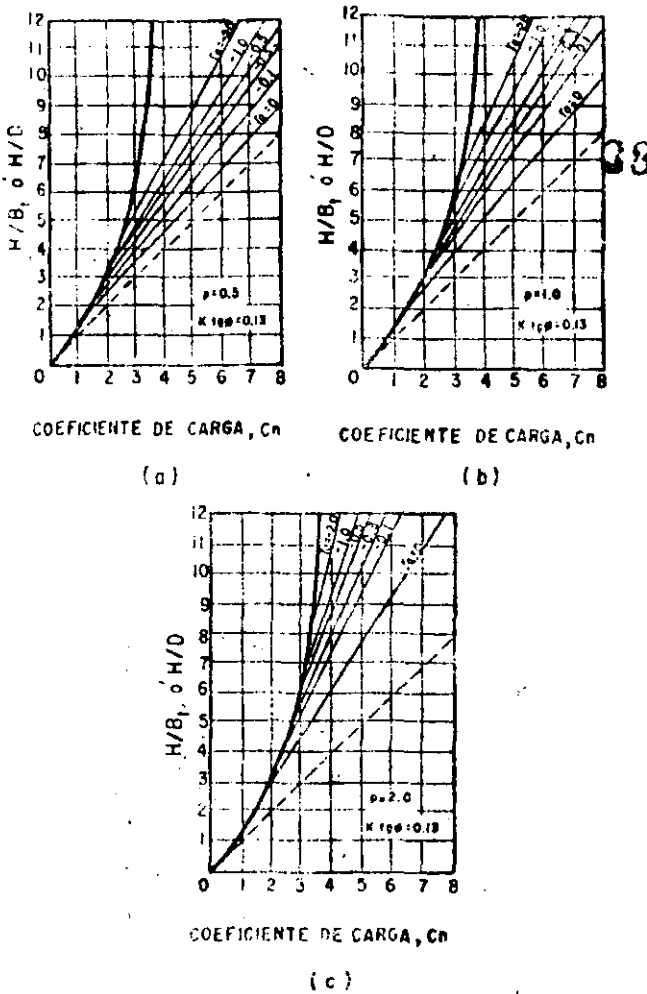


Figura XI-24. Valores del coeficiente de carga C_n .

11-2. Estudio de cargas vivas

Como ya se ha indicado, las alcantarillas soportan también cargas vivas que provienen del tráfico carretero, ferroviario o aéreo que circula sobre ellas, según sea el caso. Los efectos de la carga viva dependen mucho del espesor del colchón de tierra que haya sobre el tubo, siendo naturalmente menores cuanto mayor sea aquél.

Todas las experiencias realizadas al presente, tanto en tubos en zanja como colocados sobre el terreno natural bajo un terraplén, indican que una carga superficial estática tal como la producida por una rueda inmóvil, transmite efectos al interior del terraplén que se pueden valuar con una aproximación aceptable si se utiliza la teoría de Boussinesq, para un medio linealmente elástico, semi-infinito, homogéneo e isótropo. Las cargas que se aplican a las alcantarillas son, sin embargo, debidas a vehículos en movimiento; este importante hecho se suele tomar en cuenta en las fórmulas que se usan para calcular carga viva, introduciendo en ellas un factor mayor que la unidad denominada factor de impacto, con

el que se trata de representar el efecto del movimiento. Para alcantarillas bajo terraplenes de carreteras y aeropistas, Holl (Ref. 15) propone la siguiente expresión para el cálculo de cargas vivas sobre tubos rígidos.

$$W_v = \frac{1}{L} w_0 F_i P \quad (11-13)$$

donde:

W_v = carga viva promedio actuante sobre el tubo, por unidad de longitud del mismo.

L = longitud de una sección longitudinal del tubo, si éste se construye en tramos de un metro o menores; si el tubo se construye en secciones de longitud mayor o es un tubo continuo deberá tomarse L precisamente igual a 1 m (longitud efectiva).

w_0 = factor de influencia de la carga superficial.

F_i = factor de impacto, usualmente comprendido entre 1.5 y 2.

P = carga de rueda, considerada como una carga concentrada.

El factor de influencia de la carga superficial, w_0 , depende de la longitud efectiva, L , del diámetro D (o ancho en el caso de una alcantarilla de losa o de un cajón) de la estructura, de la profundidad a que se encuentre la clave del tubo bajo la superficie del terraplén, H , y de la posición de la carga de la rueda con respecto al área en planta, del tubo proyectado sobre un plano horizontal tangente por la clave. Si se introducen los parámetros:

$$m = \frac{L}{H} \text{ y } n = \frac{D}{H}$$

donde m y n son intercambiables, el factor de influencia w_0 puede calcularse con la gráfica de Fadum correspondiente a carga uniformemente distribuida en un área rectangular (Ref. 16). Aquella gráfica da el factor de influencia para un punto localizado en la vertical trazada por una esquina del área rectangular. Similarmente, para este caso la gráfica se aplica cuando la carga de rueda, P se encuentra sobre una esquina del área del tubo en que se quiere calcular la carga por unidad de longitud (esta área es, como se dijo, la proyección del tubo en el plano horizontal tangente a su clave). Es curioso hacer notar que aunque ahora la aplicación de la curva de Fadum se hace aparentemente a un caso muy diferente, los valores de los factores de influencia conservan su validez, según hizo notar Holl (Ref. 15); si la carga de rueda queda sobre el centro del área rectangular (posición en que, por cierto, la influencia de la carga es máxima), el factor w_0 se obtendrá multiplicando por cuatro el valor obtenido considerando una de las cuatro partes iguales en que puede dividirse el área rectangular, para la cual la carga de rueda quedará ya en esquina.

Para el caso de un alcantarilla rígida colocada bajo el terraplén de una vía férrea, deberá procederse de un modo diferente para calcular la carga viva sobre la estructura. Ahora se supone que la carga de los ejes motrices de la locomotora se reparte uniformemente en un área rectangular de longitud igual a la distancia entre los ejes motrices extremos y de ancho igual al largo de los durmientes de la vía; esta forma de razonar se justifica hasta cierto punto pensando en el efecto repartido de los rieles y de los durmientes. El efecto de la carga así obtenida sobre la alcantarilla puede valuarse aplicando la misma gráfica de Fadum de que se ha hablado (Ref. 16). También en este caso debe multiplicarse la carga de la locomotora por un factor de impacto, generalmente estimado en 1.75, cuando el relleno sobre la alcantarilla es menor de dos metros y que se reduce en 0.10 por cada metro adicional del relleno, con límite en la unidad.

El efecto de las cargas, sean vivas o muertas, sobre las alcantarillas consiste en esfuerzos y en deformaciones sobre la propia estructura, pero estos aspectos no son naturalmente objeto de estudio en este lugar. Una cuestión de considerable repercusión sobre los criterios estructurales y que sí merece citarse es el aumento en longitud y el cambio de forma que padece un tubo cuando se coloca sobre terreno comprensible y bajo terraplenes altos que se asientan en él. En esos casos la práctica aconseja tratar de llegar a un tubo con juntas flexibles y quizá provisto de una adecuada contraflecha, en lugar de proyectar uno continuamente rígido, en que la deformación del terreno desarrollaría esfuerzos prohibitivos.

C. Instalación de alcantarillas en el campo

Todas las alcantarillas, rígidas o flexibles, han sido proyectadas para resistir una presión de tierra media correspondiente a una cierta altura de relleno, pero como se vio en los párrafos A y B anteriores, los movimientos relativos o las simples tendencias a ellos, juntamente con el arqueado de los suelos, pueden hacer que esas condiciones medias esperadas varíen mucho, por lo que resulta indispensable que el ingeniero encargado de la instalación de las obras en el campo tenga pleno conocimiento de estos problemas, para ser capaz de interpretar las condiciones específicas que se le presenten, decidir si su obra soportará presiones mayores o menores que las que corresponden a los manuales de diseño o proyectos tipos (que también deberá conocer) y realizar, en su caso, los cambios que pueden ser precisos en la instalación, a fin de asegurar un adecuado comportamiento estructural.

C-1. Terrenos de cimentación no cedentes

Se tienen en roca o en suelos duros y firmes.
Si la alcantarilla se coloca en trinchera se tiene

siempre un alivio respecto a la presión media, correspondiente al prisma suprayacente. En efecto, la altura de material de terraplén sobre la obra será mayor que a los lados y, por lo tanto también será por lo menos algo mayor el asentamiento que ese material sufra con el tiempo. Este efecto será, por supuesto, mucho más marcado en las alcantarillas flexibles, por su propia cedencia.

Si las alcantarillas están en terraplén (Fig. XI-18) el efecto benéfico anterior se invierte. Ahora la altura de material de terraplén a los lados de la obra será siempre algo mayor que sobre ella (por lo menos en la altura de la propia obra) y, por esta razón, serán mayores los asentamientos a los lados que sobre la alcantarilla, lo que se traducirá en un aumento de la presión actuante sobre la media. Claro es que si la alcantarilla es flexible, su propia cedencia contrarrestará y aún invertirá el efecto anterior, aliviando la presión a fin de cuentas, pero si es rígida esto no sucede y, de hecho, la condición que ahora se comenta es la más severa que puede presentarse en una alcantarilla rígida. Huelga decir que en casos como éste convendrá siempre formar una trinchera o dejar sobre la clave de la obra una porción del colchón muy suelto para que, al deformarse, neutralice el incremento de presiones. Cuando la alcantarilla haya de colocarse en terraplén forzosamente cabe aún otra alternativa, quizá la mejor, que es dotarla de un colchón de apoyo bajo su fondo; éste elemento deberá excavarse en la roca o en el suelo duro en todo el ancho de la alcantarilla y en una profundidad mínima de 30 cm. Además de proporcionar un apoyo uniforme y exento de irregularidades susceptibles de generar concentraciones indeseables de presión, como lo haría la roca, este colchón puede resolver el problema de las presiones, si se le da un grado de compactación bajo, que le permita ceder algo bajo un terraplén alto; por el contrario, si el terraplén es muy bajo, convendrá que la plantilla se compacte muy bien, pues ahí las presiones no serán problema y podrían serlo las cedencias, al reflejarse en el pavimento.

C-2. Terrenos de cimentación cedentes

Se tienen en formaciones de turba, suelos arcillosos o suelos formados por mezclas de arcilla con otros materiales, en los que prevalecen condiciones de humedad relativamente altas.

Ahora cederá en general el terreno bajo la alcantarilla lo mismo que a sus lados y las presiones tenderán a uniformizarse y aliviarse; como siempre, el alivio será más intenso en las alcantarillas flexibles. Para uniformizar el estado de presiones bajo y a los lados de la obra será muy recomendable construir una plantilla de apoyo de material granular, que se extienda por lo menos un diámetro a cada lado y que tenga un espesor mínimo de 20 cm.

Usualmente las alcantarillas se construyen antes de iniciar la construcción de las terracerías, de manera de no alterar, ni tan siquiera temporalmente, el drenaje superficial de la zona. Sin embargo, en el caso de alcantarillas bajo terraplenes en suelos blandos, es conveniente postergar la construcción de las alcantarillas para varios meses después de la construcción de los propios terraplenes, cuando los mayores hundimientos previstos hayan ocurrido.

XI-14 ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA VIAS TERRESTRES (Ref. 17)

Bajo este nombre específico se comprenden en la metodología mexicana del proyecto y la construcción de las vías terrestres, todo el conjunto de estudios de campo y laboratorio, recorridos e inspecciones, análisis y cálculos que conducen al conjunto de recomendaciones y conclusiones necesarias para establecer las normas geotécnicas a que han de ceñirse los proyectos y los procedimientos de construcción de tales vías terrestres.

El estudio geotécnico deberá poner a disposición del grupo encargado del proyecto, toda la información relevante sobre el terreno de cimentación, tipos de materiales a emplear y el partido conveniente que puede obtenerse de los disponibles, señalando su probable comportamiento futuro y los tratamientos que se requerirán en todos los suelos y rocas por usar, así como los procedimientos de construcción idóneos a utilizar.

Ya se ha insistido en otras partes en el carácter necesariamente simple y estadístico que han de tener las exploraciones, muestreos y pruebas que se hagan para fundamentar un estudio geotécnico. Esta es una condición que impone la vía terrestre (quizá con excepción de la aeropista) como obra civil, que deberá tenerse siempre en mente y que establece el estilo y alcances del estudio.

La información geotécnica deberá presentarse en forma sencilla, clara y sistematizada, traduciendo las características de las formaciones existentes en el campo y todos los datos pertinentes, a valores numéricos y recomendaciones escuetas, que puedan ser tomadas en cuenta por los restantes miembros del grupo de proyecto con seguridad y correcta comprensión, aún no siendo especialistas en las disciplinas geotécnicas.

En la ejecución de un estudio geotécnico pueden distinguirse dos etapas. La primera comprende reconocimientos, exploración, levantamiento de datos y las pruebas de laboratorio. En la segunda etapa se recopila la información disponible, se analiza, se producen recomendaciones detalladas y concretas y se redacta el informe correspondiente.

A. Reconocimientos. Zonificación fisiográfica y litológica

Para facilitar y ordenar los trabajos de campo con-

viene dividir la zona en que se construirá la futura vía terrestre en zonas de características similares, lo cual se hace a base de la fisiografía, tomando en cuenta características morfológicas. Los aspectos litológicos y de suelos permiten después hacer una división en subzonas. Cada una de esas subzonas deberá ser descrita con detalle y, puesto que presentarán características más o menos homogéneas, participarán de la misma clasificación y recomendaciones.

La descripción de cada subzona deberá hacerse verticalmente, clasificando cada una de las capas o estratos que la compongan, para lo que, por lo general, será necesario efectuar sondeos, tomar muestras, efectuar pruebas manuales en el campo y algunas pruebas de laboratorio, sobre todo en el caso de suelos. En el caso de rocas, será necesario estudiar los afloramientos, establecer su clasificación macroscópica y su estructura.

Para la primera zonificación ha de efectuarse un recorrido por la línea, llenando el cuestionario que figura como Anexo XI-a al final de este capítulo; deberá presentarse un cuestionario para cada una de las zonas delimitadas. En este primer caso, entrarán en juego los conocimientos geológicos del ingeniero que efectúe el estudio, siendo de la máxima utilidad contar con un plano fotogeológico de la región; en la práctica mexicana suele estimarse conveniente contar con el concurso de un ingeniero geólogo en este momento del estudio.

En el Anexo XI-a, el tipo de terreno se clasifica de acuerdo con la magnitud de los movimientos de tierra que será preciso efectuar para alojar a la vía terrestre; es decir, la clasificación se basa en las características topográficas del área.

En general, los cambios en la morfología corresponden a cambios en los materiales constituyentes. Una unidad morfológica podrá estar formada por diferentes materiales o por un mismo tipo con diferentes características estructurales. En el punto II del Anexo XI-a podrá detallarse este aspecto, llegando a establecer una serie de subdivisiones de la zona en estudio, de acuerdo con las características litológicas; dentro de las observaciones se incluirán el grado de fracturamiento, el de alteración y toda la información afín pertinente.

En el punto III del Anexo XI-a interesa establecer en forma especial el origen de los suelos y, si es posible, el tipo de acumulaciones que forman (aluvial, alánico aluvial, terraza fluvial, pantano, marisma, depósito lacustre, depósito de talud, etc.).

Al final del Anexo XI-a aparece una lista indicativa, pero no limitativa, de los principales problemas geotécnicos que es posible encontrar a lo largo de una zona en estudio; la detección de estos problemas es muy importante desde el punto de vista de análisis de alternativas de trazo, que es una etapa que surge siempre en el proyecto de una vía terrestre, además de que, en la etapa de estudios para el proyecto final, cada uno de estos problemas ha de con-

templarse en forma especial, considerando sus posibles soluciones, con sus respectivas posibilidades y su costo, para llegar a seleccionar la que finalmente se vea como más conveniente. Es muy común que estos problemas especiales requieran estudios de detalle antes de tener respecto a ellos el nivel de información necesario; de hecho, con frecuencia, estos estudios habrán de ser sumamente minuciosos, sobre todo en lo que se refiere a zonas lacustres o pantanosas, fuente de problemas de estabilidad y asentamiento de terraplenes sobre suelos blandos; laderas inestables, que pueden requerir métodos de proyecto y construcción muy especiales y laderas naturales con signos de inestabilidad, en las que el conocer la naturaleza, movimientos y tendencias futuras de las zonas falladas puede exigir programas de mediciones de campo dilatados y costosos. Las zonas de inundación de ríos de importancia suelen demandar largos trechos de terracerías protegidas y muchos puentes y otras obras de drenaje. Huelga decir que en todos estos casos particulares, la alternativa de cambio de trazo, para evitarlos, tiene que tener consideración muy preponderante.

B. Datos de suelos para el cálculo del diagrama de masas

El correcto cálculo de un diagrama de masas, tan importante para definir los procedimientos constructivos, el aprovechamiento de los materiales disponibles y el costo de un proyecto, depende en mucho de consideraciones geotécnicas y de la información de ese estilo que pueda ofrecerse a los encargados del proyecto geométrico de la vía.

Cada alternativa de trazo en estudio deberá tener su correspondiente perfil de suelos, somero y superficial y deberá llegarse a proponer directrices detalladas sobre uso de materiales y sobre los tratamientos a que convenga someter a éstos.

El Anexo XI-b, que figura al fin de este Capítulo presenta un modo de sistematizar la información a que debe llegarse en estos aspectos.

1. Tabla de datos para el cálculo del diagrama de masas

La clasificación que figura en la tercera columna de la tabla se refiere a la de materiales pétreos y suelos, que ha sido descrita en detalle en el Capítulo II del Volumen I de este libro. Además de proporcionar el símbolo de grupo que corresponda, deberá añadirse una muy breve descripción de los materiales que se mencionen. Por ejemplo, la clasificación típica de un depósito fluvial sería:

Grava limpia, uniforme, gruesa, muy dura, redondeada, gris clara; con 20 % de arena y 30 % de fragmentos chicos con 15 cm de tamaño máximo, muy húmeda y medianamente compacta (GP-Fc).

O la de un suelo residual fino podría ser tal como:

Arcilla poco arenosa, de plasticidad media, rojiza, poco húmeda y muy firme, fisurada en el espesor de los 2 m estudiados, con 4 % de grava redondeada y algunos fragmentos chicos aislados, con raíces en los 30 cm superiores (CL).

Los criterios para establecer las clasificaciones que se han ejemplificado se desprenden fácilmente de la información que se proporcionó en el Capítulo II de esta obra:

La columna que aparece bajo el encabezado de "Tratamiento probable" se refiere al tratamiento mecánico que se recomienda para cada uno de los materiales encontrados, en el momento de ser colocados en el terraplén. Los tratamientos más frecuentes son la compactación en los suelos, el bandedo con tractor o equipo similar, que todavía se utiliza para los materiales muy gruesos o la simple colocación a volteo, que aún es posible ver para el relleno de los primeros metros del fondo de gargantas con material de fragmentos rocosos.

El bandedo consiste en el paso de un tractor sobre el material grueso tendido en capas; ya se comentó en el Capítulo IV que este tratamiento dista de ser idóneo para la construcción de enrocamientos importantes, pero en la práctica mexicana se utiliza todavía para acomodar fragmentos de roca en terraplenes no muy altos. Desde luego el procedimiento se utiliza solamente en materiales muy gruesos, para los que los procedimientos normales de compactación presentan problemas, cuando se utilizan los equipos convencionales.

Uno de los datos de mayor interés que figura en la tabla para el diagrama de masas (Anexo XI-b) son los coeficientes de variación volumétrica de los materiales que se utilizarán en la construcción de las terracerías. El peso volumétrico seco de un material en el lugar de donde ha de ser extraído no será nunca el mismo que el del mismo material colocado ya en el terraplén; cuando el material se excava, es frecuente que su volumen aumente, para reducirse otra vez cuando es compactado en su lugar final, dependiendo esta reducción, obviamente, del grado de compactación que se obtenga. El coeficiente de variación volumétrica es un número que expresa la relación entre el peso volumétrico seco en estado natural y el mismo concepto cuando el material está compactado a un cierto grado de compactación. Es conveniente expresarlo como:

$$C_w = \frac{\gamma_{dn} / \gamma_{d \text{ máx}}}{G_c} \quad (11-14)$$

Donde:

γ_{dn} es el peso volumétrico seco del suelo en estado natural, en el lugar del que ha de ser extraído.

$\gamma_{d \text{ máx}}$ es el máximo peso volumétrico seco que puede obtenerse para ese suelo con la prue-

TABLA XI-5
Valores típicos de coeficientes de variación volumétrica

TIPO DE MATERIAL	COMPACTADO			BANDEADO	ABUNDA- MIENTO
	90 %	95 %	100 %		
ARENA					
SUELTA	0.87	0.82	0.78		1.00
MEDIANAMENTE COMPACTA	0.96	0.91	0.86		1.10
COMPACTA	1.03	0.98	0.93		1.20
MUY COMPACTA	1.11	1.05	1.00		1.28
LIMO NO PLASTICO					
MUY SUELTO	0.82	0.78	0.74		1.06
SUELTO	0.91	0.86	0.82		1.17
MEDIANAMENTE COMPACTO	0.99	0.94	0.89		1.27
COMPACTO	1.06	1.00	0.95		1.36
MUY COMPACTO	1.11	1.05	1.00		1.43
ARCILLA Y LIMO PLASTICO					
MUY BLANDA	0.78	0.74	0.70		1.08
BLANDA	0.87	0.82	0.78		1.20
MEDIA	0.95	0.90	0.85		1.30
FIRME	1.01	0.96	0.91		1.40
MUY FIRME	1.08	1.02	0.97		1.49
DURA	1.14	1.08	1.02		1.57
ROCAS					
MUY INTEMPERIZADAS. Rocas con alteración física y química muy avanzadas, poco cementadas, con grietas apreciables rellenas de suelo; se disgregan fácilmente. Podrán atacarse con tractor y se obtendrán fragmentos chicos, gravas, arenas y arcillas.				1.00	1.10
MEDIANAMENTE INTEMPERIZADAS. Rocas con alteración física y química medianamente avanzadas, medianamente cementadas, fracturadas. Para atacarlas se requerirá el empleo de arado y de explosivos de bajo poder y se obtendrán fragmentos chicos y medianos, gravas y arenas.				1.07	1.25
POCO INTEMPERIZADAS. Rocas con poca alteración física o química, bien cementadas, poco fracturadas. Para atacarlas se requerirá el empleo de explosivos de alto poder y se obtendrán fragmentos medianos, chicos y grandes y gravas.				1.15	1.50
SANAS. Rocas sin alteración física o química, poco o nada fisuradas, bien cementadas, densas. Para atacarlas se requerirá el empleo de explosivos de alto poder y se obtendrán fragmentos grandes y medianos.				1.25	1.75

ba de control de compactación que se esté empleando.

G, es el grado de compactación que se especifique para el caso, definido en el Capítulo IV de esta obra.

El coeficiente de variación volumétrica permite establecer los volúmenes de materiales que han de ser excavados y obtenidos en los bancos de préstamo, para llegar al volumen que se requiere en las terracerías; es un dato indispensable para llegar a los verdaderos costos de un proyecto dado.

En el caso de manejar materiales constituidos por fragmentos de roca, la fórmula 11-14 no puede emplearse, pues estos materiales no pueden, por el tamaño de sus partículas, ser sometidos a las pruebas de compactación ordinarias. De esta manera, en esos materiales, el coeficiente de variación volumétrica ha de ser estimado. La tabla XI-5 presenta, como ilustración para normar criterios, algunos coeficientes de variación volumétrica típicos de algunos materiales; su manejo no debe excluir su cálculo en cada caso específico, pues la influencia de los coeficientes es tal en los movimientos de tierras asociados a un proyecto, que siempre convendrá obtener el valor más apegado a cada caso particular.

La clasificación para presupuesto que figura en la columna siguiente de la tabla para el cálculo del diagrama de masas (Anexo XI-b) responde a una posible necesidad práctica de las instituciones que se dedican a proyectar y construir vías terrestres en gran escala, con el concurso de empresas contratistas; se trata de establecer una clasificación de los materiales que han de moverse, hecha con fines de pago de los trabajos correspondientes, juzgando la dificultad de las operaciones, los equipos y métodos que es preciso usar, etc., a fin de llegar a definir un precio concreto para cada tipo de material encontrado en la obra. Desde este particular punto de vista, la práctica mexicana diferencia tres tipos de materiales. El A, que es fácilmente excavable, por ejemplo con pico y pala; el B, que presenta mayores dificultades, pero no requiere para su remoción del empleo de explosivos y el C, que ha de ser extraído por dicho procedimiento. Así, es usual en México, describir un material cualquiera por medio de tres números, que suman siempre 100, que representan los porcentajes de material A, B y C que componen el total que ha de removerse. El precio que se considere a fin de cuentas por un metro cúbico de material excavado queda fijado por los porcentajes señalados y por el precio preseñalado por la institución contratante para el pago de la excavación de la misma unidad de volumen en cada una de las tres categorías de material consideradas. En la mayor parte de los casos, una clasificación como la anterior ya no tiene en México más utilidad que servir como norma de cálculo de costos para la institución que proyecte y estudie alternativas, pues es norma actual de la Secretaría de

Obras Públicas el otorgar todas las obras a las empresas contratistas que las realicen por medio de concursos públicos, en los que éstas últimas presentan un precio único por metro cúbico de material, colocado en la terracería con el tratamiento que el proyecto señale. Huelga decir que esta norma evita muchos problemas legales o de confrontación de criterios, pues un sistema de clasificación para pago como el que más arriba se señaló, u otro cualquiera hecho con espíritu similar, incluye mucho de interpretación subjetiva en su funcionamiento y puede conducir a conclusiones muy discrepantes a técnicos diferentes, todos bien intencionados.

Uno de los puntos fundamentales de un estudio geotécnico para una vía terrestre será el conjunto de recomendaciones que incluye para señalar la inclinación que haya de darse a cortes y terraplenes. Ya en otras partes de este libro se ha insistido en la necesidad práctica de fundar la gran mayoría de dichas recomendaciones en estudios someros y en lo indispensable que será, por consecuencia, que las produzcan especialistas avezados, capaces de extraer el mejor partido de una información por demás escasa. Cuando este punto se contempla dentro de todo el conjunto de información vital que un estudio geotécnico ha de contener, resalta claramente la necesidad de que un grupo adecuado de estos especialistas maneje sistemáticamente estos estudios y lo rentable que tiene que ser para cualquier institución encargada de estas obras el contar con tales grupos. En lo referente a inclinación de taludes, por otra parte, huelga decir que la importancia de unas recomendaciones adecuadas excede en mucho a los requerimientos del cálculo de un diagrama de masas.

Un complemento fundamental para la tabla que se ha venido comentando será el indicar la utilización que podrá darse dentro del cuerpo de las terracerías a los diferentes materiales encontrados en el campo y que la propia tabla menciona. Ya se ha discutido en otras partes de este libro que el uso correcto que pueda hacerse de un material no es, ni mucho menos, independiente de su ubicación dentro del cuerpo de un terraplén, por ejemplo, pues a diferentes ubicaciones corresponden muy diversos niveles de esfuerzo por peso propio de la propia terracería o por efecto del tránsito o distintas condiciones en cuanto a interrelaciones con el agua, superficial o subterránea, etc. Así, un material que en determinada ubicación en el terraplén podría trabajar convenientemente, puede ser causa de fallas catastróficas si se le coloca en otra; también serán posiblemente distintos los tratamientos necesarios según sea la posición de un cierto material dentro de la obra. Esta es, sin duda, una de las informaciones esenciales del estudio geotécnico y también una de las que exigen mayor preparación y cuidado de parte de quien lo realice.

De la misma manera, deberán de señalarse como complemento a la tabla de cálculo del diagrama de masas los lugares en que será preciso construir esca-

iones de liga entre los terraplenes y el terreno de cimentación, los sitios en que se efectuarán despalmes u operaciones similares y demás operaciones que requieren de movimientos de tierra y hacen variar el costo de la obra.

2. *Diagramas de préstamos de materiales*

La segunda tabla que incluye el Anexo XI-b, al final de este capítulo proporciona los datos de todos los bancos de préstamos que se utilicen para construir la vía terrestre.

En general, los materiales para formar las terracerías se obtienen de tres fuentes distintas. Se utiliza el obtenido de la excavación de un corte para formar un terraplén vecino; este procedimiento suele denominarse de compensación longitudinal y resulta económico, en el sentido de que tiende a disminuir los volúmenes de desperdicio y a utilizar todo el material removido; es obvio que en muchos casos la compensación que se logra no es completa, produciéndose faltantes o desperdicios, según los volúmenes de terraplén superen o no a los de corte y es obvio también que el procedimiento está limitado por la calidad de los materiales que se obtengan al excavar los cortes y la que se requiera en el que se haya de colocar en los terraplenes.

El segundo procedimiento para la obtención de materiales para la construcción es el llamado préstamo lateral. En él se extrae el material necesario de excavaciones paralelas al eje de la vía y adosadas a ésta, generalmente dentro del derecho de vía. Con el procedimiento se disminuyen los acarreos de los materiales, que son un renglón importante en el costo total de construcción. El método está limitado, en primer lugar, por la calidad de los materiales existentes en el terreno de cimentación que, sobre todo en zonas planas, agrícolas, inundables o pantanosas, puede dejar mucho que desear; además, las zanjas producto de la excavación, cercanas al camino pueden ser una seria fuente de humedecimiento para los terraplenes, cuando se llenan de agua de lluvias y pueden resultar difíciles de drenar, sobre todo en terrenos planos, en los que, lógicamente, el préstamo lateral resulta más ventajoso y es, por ello, más usado. Otras veces, lo estrecho del derecho de vía (así, para evitar erogaciones por adquisición o expropiación de tierras) obligara excavar zanjas muy profundas, con lo que los problemas de drenaje y encharcamiento se agravan. El préstamo lateral tampoco es recomendado por los ingenieros de tránsito, que temen a su mala influencia psicológica y a la gravedad de los accidentes que en ellos pueden ocurrir. Por todo lo anterior, el préstamo lateral sólo debe emplearse cuando produzca materiales apropiados, sean fáciles de drenar las zanjas, a que da lugar y quede a razonable distancia de la vía terrestre. Vale la pena comentar otro efecto del préstamo lateral que es raramente contemplado por los ingenieros que lo utili-

zan. Las zanjas producto de la excavación, cuando están bien drenadas equivalen, a su vez, en muchos aspectos a un dren, que abate el nivel de las aguas de los terrenos vecinos; frecuentemente éstos son de labor y ocurre que en una franja paralela a la excavación y con un ancho no despreciable se pierden unas buenas características agrícolas originales, dando lugar, en cambio a un terreno yermo, inútil para el cultivo; es posible que si la pérdida por este concepto se hiciese intervenir en los análisis de costos que maneja el ingeniero, lo que jamás se hace, pudiera verse que, en algún caso, el préstamo lateral no es tan ventajoso económicamente como se ve a primera vista.

El tercer método para obtener materiales de construcción en las vías terrestres es la localización de un depósito o formación naturales, constituidos por un material de características apropiadas, el cual se explota en forma masiva, para acarrearlo y tenderlo en la vía. Éstos son los bancos de préstamo, en torno a los que habrá algún comentario adicional en otras partes de este libro.

La compensación longitudinal, el préstamo lateral y el uso de bancos deberá detallarse en los estudios geotécnicos. Los dos primeros métodos deberán ponderarse al llegar a conocer la estratigrafía y propiedades del terreno de cimentación, próximo a la vía y las características de las lomas en que se efectuarán cortes susceptibles de generar material aprovechable para formar terraplenes; como en este último caso será preciso conocer al subsuelo en profundidades mucho mayores que las que son usualmente alcanzables por la metodología de exploración que se utiliza en la realización de estudios geotécnicos, es muy útil emplear los métodos de prospección geofísica (Capítulo III) como complemento, pues además de que darán información sobre la atacabilidad de los suelos y rocas, con vistas a definir métodos de explotación y costos, servirán también para definir la calidad de los materiales producto de la exploración y su eventual utilización para formar, en todo o en parte, los terraplenes vecinos.

Los bancos de materiales deberán ser objeto de una búsqueda especial, que se detallará algo más adelante, y para cada uno de los encontrados deberá llenarse una tabla como la que figura bajo el título "préstamos de materiales" en el Anexo XI-b. La mayor parte de los datos de esta tabla ya han sido antes comentados, pero en añadidura deberá proporcionarse información precisa sobre utilización, forma del banco, posición de los frentes de ataque, volumen aprovechable, localización y, por supuesto, tratamientos necesarios según el uso que de los materiales pretenda hacerse.

La capa subrasante y los materiales para sub-base, base y carpeta de pavimentos flexibles, el sub-balasto y el balasto de las vías férreas y los materiales para concreto suelen provenir de bancos especialmente localizados. Los materiales para construir capas más

bajas de las terracerías se obtienen muchas veces de compensaciones longitudinales o de préstamos laterales, aunque cada día sea más frecuente la utilización de materiales de bancos "ad hoc", sobre todo en aeropistas o en tramos de carretera o ferrocarril en que se desee, por alguna razón, materiales de calidad superior.

3. Croquis del perfil de suelos

La siguiente gráfica que se muestra en el Anexo XI-b, al final de este Capítulo, contiene un croquis del perfil de suelos en cada una de las zonas o subzonas que se han ido definiendo a lo largo del futuro trazo. Este croquis debe proporcionar toda la información recolectada en la observación y en la exploración de campo, así como la geofísica complementaria, cuando la hubiere.

4. Croquis de la planta

Para proporcionar en forma gráfica la ubicación del proyecto, así como los principales accidentes topográficos, geológicos, de población, etcétera, se dibujará un croquis a escala de la planta del trazo en estudio.

5. Obras complementarias de drenaje

Ya se dijo al comienzo de este capítulo que las obras complementarias de drenaje, por sus características y número, han de ser recomendadas más bien según el sentimiento y la opinión de especialistas, que con base en estudios minuciosos y detallados, para los que, por otra parte, seguramente no existe metodología específica y digna de confianza. Se exceptúan naturalmente las alcantarillas, que si bien son obras de drenaje, no caben dentro de las que en este libro se han llamado "complementarias" y para las que sí se ha desarrollado una metodología propia, tanto para definir su ubicación, relacionada con cauces y escurrimientos existentes como para su cálculo hidráulico.

La experiencia parece demostrar que los especialistas más apropiados para establecer recomendaciones específicas en torno a las obras complementarias de drenaje, en el sentido empleado en este capítulo, son los mismos que elaboran los estudios geotécnicos de las vías terrestres, aún cuando en este tema resulte muy conveniente la consulta frecuente y la confrontación de criterios constante con los ingenieros encargados de los estudios hidrológicos de la vía y de la concepción de las obras de drenaje mayor (puentes) y menor (alcantarillas). La razón es obviamente que, según se desprende de páginas anteriores de este capítulo, las llamadas obras complementarias están sobre todo ligadas a protección de cortes y terraplenes, control de erosión en suelos y prevención de problemas de estabilidad en suelos y rocas, temas

todos que caen muy especialmente dentro de la esfera del conocimiento y la preocupación de quien hace estudios geotécnicos.

Por esta razón, es rutinario, por lo menos en la práctica mexicana, que el estudio geotécnico se extiende hasta cubrir las recomendaciones en torno a dónde, y cómo construir las diferentes obras complementarias de drenaje que más atrás se describieron. A esta información se refiere la última tabla incluida en el Anexo XI-b, que servirá para detallar dónde construir cunetas, contracunetas, bordillos, lavaderos, etcétera y cómo construirlas, especialmente en lo que se refiere al recubrimiento con materiales impermeabilizantes.

La utilización del subdrenaje por zanjas laterales, con tubo perforado y rellenas con material de filtro, se ha hecho últimamente tan frecuente y ha demostrado tal utilidad, que las recomendaciones respectivas también deben figurar en el estudio geotécnico. Otras obras más sofisticadas de subdrenaje (Capítulo VII) deben ser previstas en el estudio geotécnico, aunque su proyecto detallado pueda ser objeto de un estudio especial.

XI-15 ALGUNAS IDEAS EN TORNO A LOS MECANISMOS DE LA EROSIÓN POR AGUA Y A LOS MECANISMOS DE RESISTENCIA DE LOS TERRENOS

La erosión, proceso por el que se produce la desintegración y arrastre de los terrenos, tiene tanta importancia práctica en los problemas conectados con el proyecto, la construcción y, quizá sobre todo, con la conservación de vías terrestres, que parece conveniente dedicarle mayor atención en este Capítulo, dedicado a las obras complementarias que se conciben y construyen, en buena parte, para combatirla.

Relativamente poca atención sería ha recibido el tema por parte de los investigadores; así como es posible ver algún estudio relativo a los medios prácticos para combatir la erosión, faltan los enfoques fundamentales, en donde el fenómeno se estudie en sus causas últimas y en sus relaciones con otros más



Efecto de erosión. Nótese al lavadero descubierto.

conocidos, para poder situarlo dentro del marco general del conocimiento actual, estableciendo las normas de criterio para su correcta interpretación y racional neutralización.

Los estudios que para lograr dar un marco teórico a los fenómenos de la erosión por agua, que es la que más afecta a las vías terrestres, ha realizado el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, de Lisboa, son una importante excepción en una panoramageneral no muy prometedor. En particular, la Ref. 18, que sirve de encuadre básico a estos comentarios, ofrece una tentativa muy interesante de ir más allá de los efectos evidentes del fenómeno, para establecer sus mecanismos de generación y actuación, así como los que los suelos han de desarrollar para resistirlo. El trabajo se refiere a la erosión causada por la lluvia al caer y por el agua que escurre superficialmente, proveniente de la misma fuente.

En la tabla XI-6 (Ref. 18) se presenta el conjunto de acciones por las que las lluvias pueden producir erosión.

La erosión por lluvia se debe a dos causas principales: el impacto de las gotas y el arrastre del agua que escurre por la superficie del terreno.

TABLA XI-6

Efectos de la lluvia en la erosión de terrenos (Ref. 18)

<i>Acciones directa o indirectamente erosivas de la lluvia</i>	<i>Mecanismo de acción</i>	<i>Efectos erosivos, directos o indirectos</i>
Impacto de las gotas	Disgregación.	Erosión por escurrimiento laminar. Erosión por escurrimiento concentrado (torrentes).
Escurrimiento superficial	Disgregación. Transporte.	Erosión diferencial, por diferentes resistencias al fenómeno de las distintas capas del terreno.
Infiltraciones	Nivel freático suspendido. Elevación del nivel freático.	Deslizamientos de tierras. Erosión interna, tubificación; etc.
Humedecimiento y secado	Expansión y contracción.	Fisuramiento. Pérdida de cohesión. Flujos estacionales.

La energía cinética de las gotas de lluvia que cae aumenta con la intensidad de la precipitación, pero el incremento va siendo menor según la intensidad aumenta, de manera que la energía cinética tiende asintóticamente a un valor límite, que parece ser el mismo para todas las tormentas de gran intensidad. La razón de este fenómeno parece estar en



Efecto de la erosión en un gran terraplén.

que las gotas alcanzan un tamaño máximo estable (5 ó 6 mm), de manera que precipitaciones mayores producen gotas mayores, pero ya inestables, que se dividen durante la caída (Ref. 19). Existe también un tamaño mínimo de gota para producir algún efecto. Cuando el viento hace a la lluvia oblicua aumenta su energía cinética, pues la nueva velocidad oblicua de llegada es mayor que la componente original de caída vertical; esto hace que tenga importancia práctica la orientación de los talúdes en relación al viento.

La Fig. XI-25 muestra un escurrimiento laminar, de agua, de espesor uniforme, sobre la superficie inclinada de un terreno; puede verse que el agua al escurrir aplica a la superficie del terreno un esfuerzo tangencial, que vale:

$$\tau_a = \gamma_w h_w \text{ sen } \beta \text{ cos } \beta \quad (11-15)$$

Esta expresión implica que el agua puede desarrollar un esfuerzo cortante τ_a o bien que la viscosidad cinemática permite suponer que tal esfuerzo se desarrolle. Por lo tanto debe existir una velocidad crítica para que tal esfuerzo exista, lo que implica a su vez una velocidad crítica para cada tipo de terreno.

Como:

$$h_w \text{ cos } \beta = a \quad (11-16)$$

se tiene:

$$\tau_a = \gamma_w a \text{ sen } \beta \quad (11-17)$$

Puede considerarse a $\text{sen } \beta$ como el gradiente hidráulico del escurrimiento.

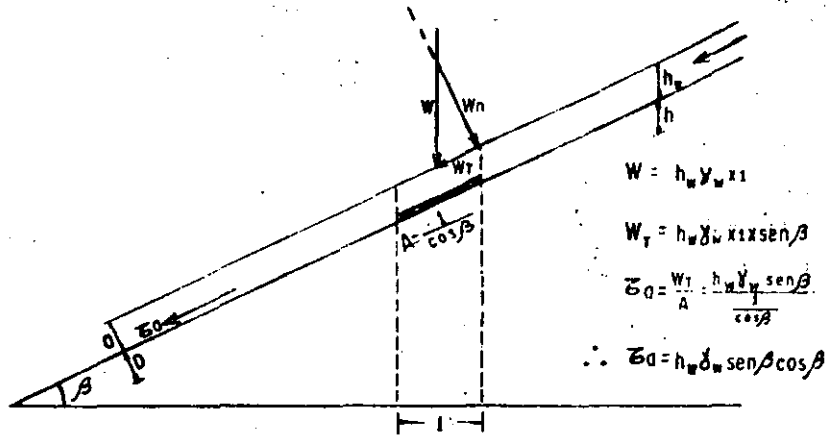
Quando este esfuerzo rasante alcanza un valor límite, propio de cada terreno, las partículas comienzan a disgregarse y la erosión empieza; este valor límite puede denominarse el esfuerzo erosivo propio de cada caso.

Considerése que el agua que escurre sea limpia. El espesor de la lámina y el gasto de escurrimiento se relacionarán con la expresión:

$$Q = a_w v \text{ (Faja unitaria de terreno)} \quad (11-18)$$

Donde v es la velocidad con que el agua escurre.

Figura XI-25. Esguerrimiento laminar uniforme en un terreno illimitado e inclinado.



También el gasto que se tenga a una distancia L de la cresta del terreno, podrá relacionarse con la intensidad de precipitación (por ejemplo, en cm/min) a través de un coeficiente de esguerrimiento, que exprese cuánto del agua calda esguerre y cuánto se infiltra, evapora o es retenida de cualquier modo:

$$Q = C I L \quad (11-19)$$

(Después de transcurrido el tiempo de concentración)

Siendo C el coeficiente de esguerrimiento e I la intensidad de precipitación.

Si se comparan las ecuaciones 11-18 y 11-19, se tiene:

$$a_w v = C I L \quad (11-20)$$

si el agua que esguerre trae sólidos térreos en suspensión, la expresión 11-17 se transformará:

$$\tau_a = (\gamma_s a_s + \gamma_w a_w) \text{sen } \beta \quad (11-21)$$

Donde γ_s es el peso específico de los sólidos arrastrados y a_s es el espesor de sólidos que puede considerarse. Conviene definir la concentración de la suspensión, S :

$$S = \frac{\gamma_s a_s}{\gamma_w a_w} \quad (11-22)$$

con lo que la expresión 11-21 queda:

$$\tau_a = (1 + S) \gamma_w a_w \text{sen } \beta \quad (11-23)$$

Pero, si de la ecuación 11-20 se despeja a_w , puede escribirse:

$$\tau_a = C I \gamma_w \frac{1 + S}{v} L \text{sen } \beta \quad (11-24)$$



Erosión por fatiga en una alcantarilla mal colocada en el cuerpo de la terracería.



Efecto de la erosión en un terraplén. Nótese la falta de bordillos y lavaderos.

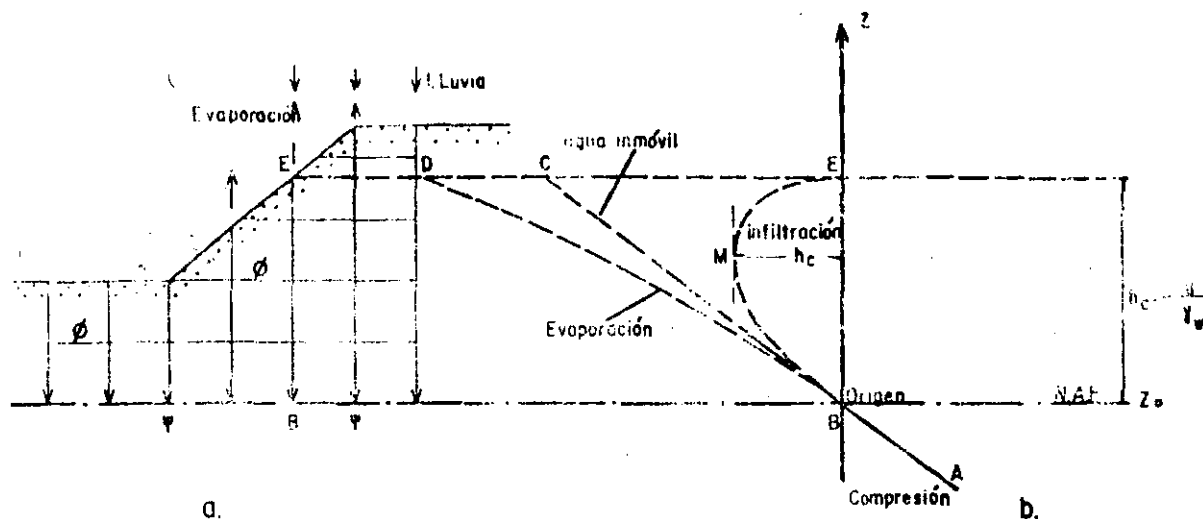


Figura XI-26. Mecanismos de infiltración y evaporación del agua en un talud (Ref. 18).

Con lo que el valor del esfuerzo rasante queda expresado en términos de magnitudes físicas de sentido familiar para el ingeniero. Naturalmente, la expresión 11-21 sólo es válida para su escurrimiento laminar de espesor uniforme.

Si el agua que escurre tiende a concentrarse en pequeños torrentes, formados como consecuencia de irregularidades en el terreno, como suele suceder, ya no es válido considerar un ancho unitario a la faja de escurrimiento, como se ha venido haciendo, sino que ese ancho deberá substituirse por el real del pequeño torrente que se forme; en este caso también variará la altura h_w del escurrimiento y la velocidad, v . En general, cuando el escurrimiento se concentra, es más fácil, para una misma tormenta, alcanzar el esfuerzo erosivo límite; esto es debido a varias causas, de las que una importante es que cualquier torrente que se forme en el terreno inclinado representa, para las partículas en la superficie, una inclinación mayor, de modo que aumenta la sollicitación por p y ρ propio en esas partículas; también aumenta la velocidad del escurrimiento.

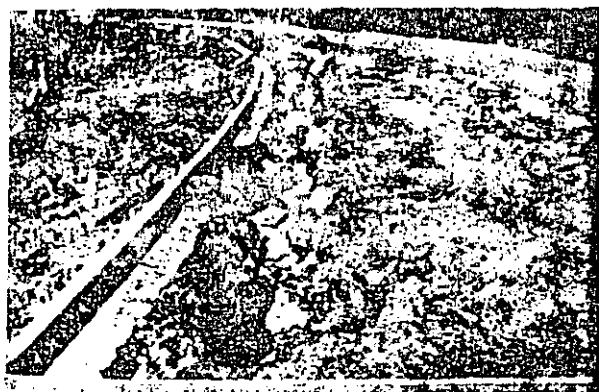
Otro efecto del agua de lluvias es su infiltración

en el terreno y la consiguiente modificación del régimen de las aguas subterráneas. En la Fig. XI-26 se muestra un talud con su nivel freático en la profundidad z .

Para un recorrido ds del agua dentro del talud, el gradiente hidráulico es producido tanto por la energía potencial de posición, como por la presión; por lo tanto (Fig. XI-26):



Erosión en un corte por falta de cunetas provisionales.



Efecto de la erosión en un terraplén. Destrucción del bordillo por falta de lavaderos.

$$i = \frac{dz}{ds} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{du}{ds} \quad (11-25)$$

Si h_w es una altura de agua equivalente a la presión u , podrá ponerse:

$$i = \frac{dz}{ds} + \frac{dh_w}{ds} \quad (11-26)$$

Si se supone que el talud es homogéneo e isótropo en lo referente a la permeabilidad, el agua de la lluvia penetrará verticalmente hacia abajo, con lo que el gradiente correspondiente a la carga de posición será unitario ($ds = dz$) y:

$$i = 1 + \frac{dh_w}{dz} \quad (11-27)$$

Si el agua está en reposo dentro del talud $i = 0$, por lo que esta condición de equilibrio puede expresarse como:

$$dh_w = -dz \quad (11-28)$$

Esta condición se representa en la Fig. XI-26.b por la recta ABC. Sobre el NAF, $h_w = \frac{u}{\gamma_w}$ tendrá que ser negativa para que haya equilibrio; bajo ese nivel, z es negativo y h_w será positiva para el equilibrio. Como la carga de presión en el NAF es nula por definición, si el agua está sobre ese nivel tiene que tener una presión negativa precisamente igual a la altura que sobre el NAF tenga (Capítulo VII). Como la presión que el agua desarrolla sobre el NAF es debida a fenómenos capilares (Capítulo I y VII) y depende de la altura capilar a que el agua asciende, se sigue que si el agua está en equilibrio sobre el NAF, su altura física sobre esa capa tiene que ser igual a la altura capilar h_c de ese suelo. O sea, entonces:

$$-h_w = h_c = -\frac{u}{\gamma_w}$$



Erosión en un corte por falta de protección superficial y de pendientes adecuadas.

Si en el agua se tiene una altura sobre el NAF diferente de la altura capilar correspondiente habrá un gradiente en el agua, de valor:

$$i = 1 - \frac{dh_c}{dz} \quad (11-29)$$

Según se deduce de la ecuación 11-27 y de las reflexiones anteriores.

En la Ref. 18 se expresa este gradiente como:

$$i = 1 + i_o \quad (11-30)$$

Donde:

$$i_o = -\frac{dh_c}{dz} \quad (11-31)$$

Este es el gradiente capilar o de succión. Si i total es positivo el agua baja; si es negativo, sube.

Cuando llueve, el suelo se humedece o satura superficialmente, por lo que en esa zona el radio de los meniscos aumentará y la tensión capilar se reduce (párrafo VII-5 del Capítulo VII) disminuyendo h_c ; tanto en la ecuación 11-29 como en la 11-31 se ve que este efecto produce una alimentación del agua subterránea por un flujo descendente; de hecho si el suelo se satura con la lluvia, $h_c = 0$ y la alimentación será máxima.

También en el párrafo VII-5 del Capítulo VII se vio que, por el contrario, la evaporación produce aumento de la tensión capilar y, por ende, de h_c por lo que produce flujo ascendente.

La Fig. XI-26.b reproduce los cambios del diagrama original de presiones ABC, tanto en el caso de la evaporación como en el de la infiltración por lluvia. En el caso de la infiltración, el gradiente gravitacional del agua, que es unitario en un suelo homogéneo e isótropo, se ve aumentado en un sumando (ecuación 11-29) que puede ser importante, aumentando considerablemente el gasto de infiltración. Lo contrario pasa en el caso de la evaporación.

Si se observa la Fig. XI-26.b se ve que el gradiente de succión i_o (Ecuación 11-31) vale -1 en B (NAF) durante la infiltración (En efecto, el agua para pasar de la posición original en E, con energía de posición



Efectos de la erosión.

h_c al punto B , habrá recorrido un trecho también igual a h_c ; dicho gradiente tiene que anularse en un punto intermedio M , donde h_c tiene un máximo (durante la lluvia, supuesto que la tensión capilar se anula en la superficie del terreno, por causa de la lluvia, se tendrán $h_c = 0$ en E y en B , por estar este último en el NAF; como quiera que la tensión capilar se conserva diferente de cero entre E y B , tiene que tener un máximo, según muestra la curva BME , que es una distribución de dicha tensión en la zona de saturación). Obviamente, dicho gradiente es máximo en la superficie del terreno.

Consecuentemente, el gradiente hidráulico total del flujo (ecuación 11-30) es máximo en la superficie del terreno, se conserva mayor que 1 entre E y M , pasa a ser menor que 1 entre M y B y llega a ser cero en B , sobre el nivel freático. Esto condiciona los valores de la velocidad de descarga del flujo ($v = ki$), que disminuye constantemente desde la superficie, hasta llegar a ser cero en el nivel freático. Este hecho determina que el agua tiende a acumularse en la zona de saturación, sobre el nivel freático, disminuyendo constantemente las tensiones en el agua en esa zona y formándose un verdadero nivel freático suspendido, por encima del original. Como la disipación de la tensión capilar en el interior del talud por infiltración va ocurriendo a profundidad constante bajo la superficie del suelo, la masa de agua suspendida tiene un contorno paralelo al talud, esta masa de agua tiende a fluir por efecto gravitacional, aflorando al pie del talud. Este efecto incrementa las tendencias erosivas del agua en el interior del talud y el flujo paralelo a éste contribuye a aumentar el esfuerzo rasante que se expresó en la ecuación 11-15. Este aumento se cuantifica en la Ref. 18, llegándose a la expresión:

$$\frac{\Delta \tau_s}{\tau_s} = \frac{\sin^2 \beta + \frac{n \cos^2 \beta}{S_s} \gamma_w}{n} \quad (11-32)$$

siendo n la porosidad del suelo, y S_s el peso específico relativo de los sólidos.

La Fig. XI-27 (Ref. 18) muestra cuanto se agrava



Situación final a la que puede llegarse si la erosión no se controla.

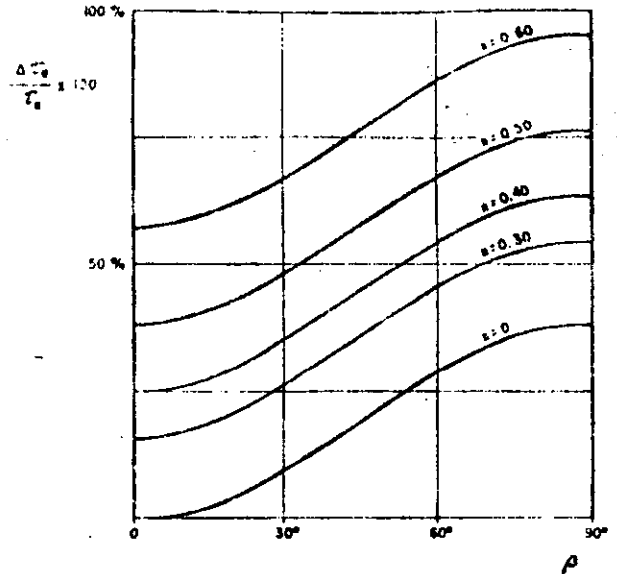


Figura XI-27. Aumento del esfuerzo rasante actuante en un talud por efecto de su inclinación y de la porosidad del suelo constituyente (Ref. 18).

el esfuerzo rasante actuante en un talud para diferentes inclinaciones de éste y diversos valores de n , que como se ve en la ecuación 11-32 es determinante en el aumento de la acción erosiva del agua por concepto del flujo de la masa de agua suspendida, que fluye paralela al talud.

Puede verse en la figura que en un talud inclinado a 45° con la horizontal, por ejemplo, el efecto del flujo paralelo a la superficie incrementa los esfuerzos rasantes a esa superficie en 37% para $n = 30\%$, pero lo hace en casi 80%, si el valor de la porosidad se elevara a 60%.

La tabla XI-7 (Ref. 18) resume las principales conclusiones del análisis de la erosividad de las lluvias, detallando los principales parámetros que intervienen en el fenómeno; de éstos los hay que se refieren a la lluvia en sí (siendo su intensidad y duración con mucho los más importantes), al clima, al terreno y a la geometría del talud.

En la misma referencia 18 se analiza a continuación el fenómeno de la erosión desde su otro ángulo de interés, que se refiere a las características de los suelos que determinan su resistencia al fenómeno.

Desde luego la resistencia que se opone a la remoción y arrastre de los granos puede considerarse del tipo tradicional:

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Con referencia a la Fig. XI-25 puede ponerse:

$$\bar{\sigma} = \gamma'_m h \cos^2 \beta \quad (11-33)$$

Donde h corresponde al tamaño de la primera hilera de granos (D , en la figura). El peso específico a con-

TABLA XI-7

Principales parámetros que afectan el fenómeno de erosión por lluvia (Ref. 18)

Acciones directa o indirectamente erosivas	Parámetros inherentes a la lluvia o al clima	Parámetros inherentes al terreno o a la geometría del talud
Impacto de las gotas.	Intensidad de la lluvia (hasta un límite). Velocidad del viento durante la tormenta.	Orientación del talud respecto a los vientos.
Escorrimiento superficial.	Intensidad de la lluvia y su duración.	Inclinación del talud. Área en la superficie expuesta del talud. Número de surcos y torrentes que se formen. Coeficiente de escurrimiento. Velocidad del agua. Concentración de arrastre sólido.
Infiltración.	Duración de la lluvia.	Inclinación del talud. Porosidad. Permeabilidad.
Humedecimiento y secado.	Alternancia de estaciones seca y lluviosa. Intensidad de acción solar. Pluviosidad.	Condiciones para la infiltración (protección, permeabilidad, inclinación) y para la evaporación (orientación al sol, protecciones, etc.).

Considerar será el sumergido si el talud está internamente anegado en agua suspendida. Teniendo en cuenta la relación geométrica entre h y D , la ecuación 11-33 también puede escribirse como:

$$\bar{\sigma} = \gamma_m D \cos \beta \quad (11-34)$$

y la resistencia será:

$$s = c + \gamma_m D \cos \beta \tan \phi \quad (11-35)$$

Si el régimen de escurrimiento es lo suficientemente veloz para que haya turbulencia, el segundo término del segundo miembro de la ecuación 11-35 se reducirá en algo, lo que podrá expresarse afectándolo por un coeficiente menor que la unidad, sobre el que, por otra parte, aún no hay información.

También influirá, modificando la ecuación 11-34, el hecho de que en el talud se hayan ya formado surcos y torrentes, pues en tal caso la inclinación a que están sujetas las partículas de la superficie no es β , sino algo mayor.

En lo que se refiere a suelos granulares sin cohesión, la mayoría de la información sobre resistencia a la erosión proviene de estudios sobre estabilidad de suelos en el fondo de canales (Ref. 20); de ella se desprende (Ref. 18) que un aspecto fundamental es la relación entre el tamaño de los granos del suelo y el esfuerzo erosivo (ecuaciones 11-15 u 11-17). En la Fig. XI-28 (Ref. 18) aparece sombreada la zona que representa la relación entre el diámetro medio de los granos y el esfuerzo erosivo, que recomienda la mayoría de los autores preocupados por estos problemas.

En los materiales no cohesivos con diámetro medio inferior a 5 mm, la resistencia a la erosión parece ser bastante más eficiente que en los de mayor tamaño. Esto puede deberse a dos razones principales; en primer lugar parece que aumenta considerablemente el valor límite del esfuerzo rasante soportable y, en segundo, seguramente en estos materiales pequeños sea mayor la influencia del acomodo y la cementación, inclusive por el propio sedimento del agua entre las partículas. Sea cual fuere la explicación, el hecho experimental permanece y se traduce correspondientemente en las recomendaciones prácticas de la Fig. XI-28.

En lo que se refiere a suelos cohesivos, la información actual es mucho más precaria y casi no pasa de fijar alguna velocidad límite que no produzca erosión, tal como se asentó, por ejemplo, en la tabla XI-2 de este capítulo. Si esas velocidades se transforman en el esfuerzo erosivo correspondiente, utilizando las ecuaciones 11-18 y 11-17, estimado el gasto que escurre, por ejemplo, puede llegarse a recomendaciones prácticas análogas a las incluidas en la tabla XI-8, que se refieren a suelos cohesivos colocados en el fondo de canales y corresponden a la práctica rusa, recogida por las Refs. 18 y 20.

TABLA XI-8

Esfuerzos rasantes que provocan erosión en suelos cohesivos en el fondo de canales (en gr/m^2) (Refs. 18 y 20)

Material del fondo	Consistencia del material			
	Suelto	Poco compactado	Compactado	Muy compactado
Arcilla arenosa	180	700	1,470	2,800
Suelos muy arcillosos	140	670	1,370	2,540
Arcillas puras	108	560	1,260	2,380
Suelos poco arcillosos	90	430	960	1,540

Independientemente del valor que puedan tener los números específicamente anotados en la tabla XI-8, un punto que destaca es la influencia de la compactación en la resistencia a la erosión de los suelos cohesivos; para circunstancias similares, la resistencia puede aumentar entre 15 y 20 veces al pasar el suelo del estado suelto a uno muy bien compactado.

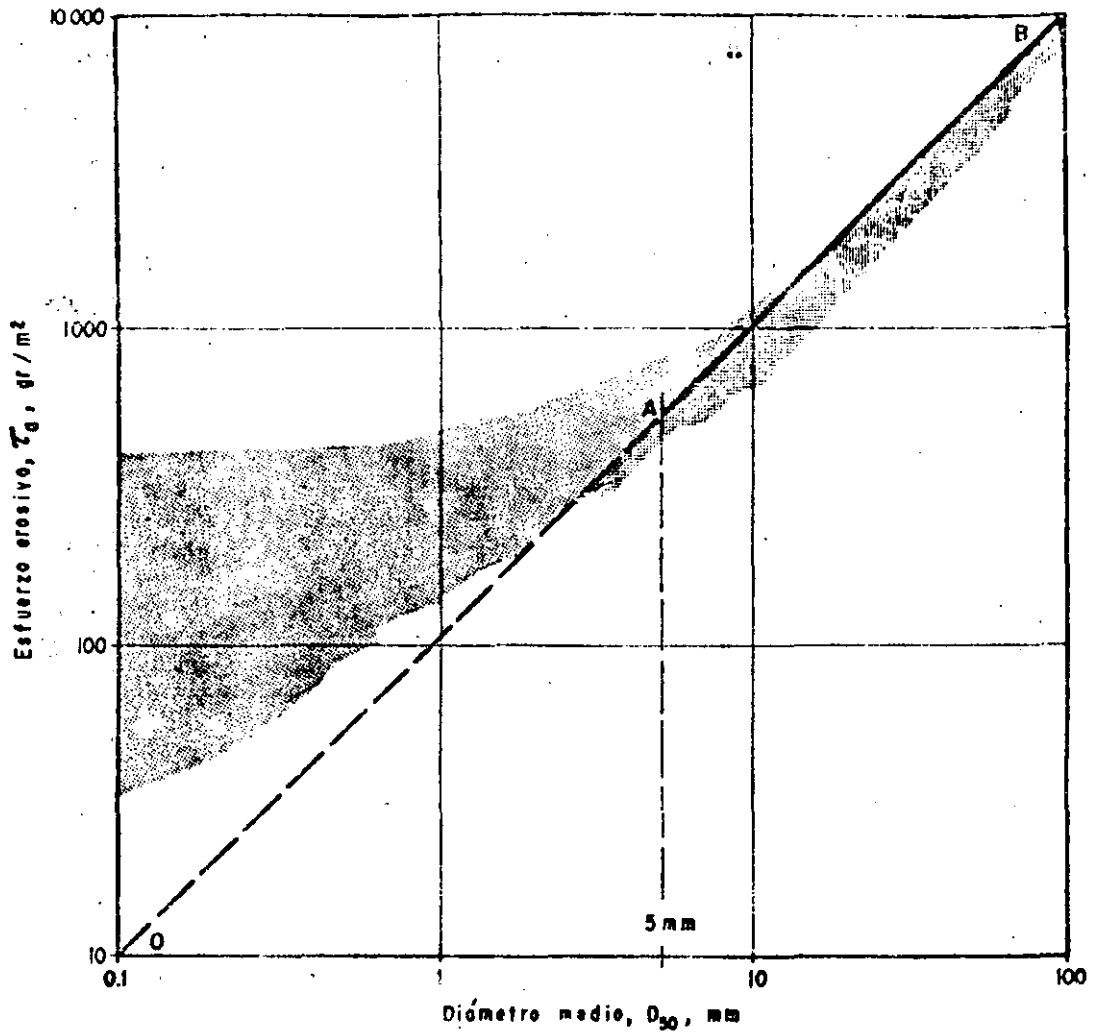


Figura XI-28. Relación recomendada por la práctica entre el diámetro medio de las partículas y el esfuerzo erosivo permisible (Experiencias en el fondo de canales) (Ref. 18).

Uno de los efectos que más colaboran a la erosión de los suelos cohesivos tiene que ser la expansión en la superficie, que ha lugar al humedecerse y que no está contrarrestada por ninguna contrapresión, por lo que ocurre libremente.



Ausencia de obras complementarias de drenaje provisionales en un camino en construcción.

XI-16 REVESTIMIENTOS VEGETALES. CRITERIOS GENERALES

Parece que de todas formas de revestimiento de suelos que se han mencionado (mampostería, concreto, suelo-cemento, suelo-asfalto, arcillas, vegetación, etcétera) conviene hacer algún hincapié en la vegetación, pues de las demás, alguna posee tecnología propia fuera de los objetivos de este libro, pero familiar a ingenieros de los que usualmente forman parte de los grupos constructores de vías terrestres; tal es el caso de la mampostería y el concreto. Otros revestimientos, como el suelo-cemento y el suelo-asfalto serán tratados en páginas posteriores de este mismo libro. La vegetación, en cambio, aunque posee una tecnología completísima y en torno a ella se han desarrollado diversas ciencias del conocimiento humano, suele estar alejada de las esferas de información que son familiares a los proyectistas y constructores de vías terrestres; de aquí la conveniencia de comentar algo los criterios de su utilización, aun-



Consecuencias de la falta de lavaderos y de protección de taludes.

que esto necesariamente haya de hacerse de un modo general, sin profundizar en ciencias fuera del alcance de los autores y del objeto de esta obra.

La Ref. 21 proporciona en buena parte el material para los presentes comentarios.

Los revestimientos vegetales pueden disponerse siguiendo dos objetivos diferentes: para defensa y protección de los suelos naturales o los taludes y para solaz de los hombres que usarán la vía terrestre.

En lo que respecta al primer objetivo, las principales funciones benéficas de la vegetación pueden ser:

1. Proteger al suelo del impacto de las gotas de lluvia.
2. Disminuir la velocidad del escurrimiento del agua por aumento de la rugosidad.
3. Aumentar la infiltración por huecos de raíces, animales, etc.

Para cumplir esos objetivos la cobertura debe ser tupida.

En general, la vegetación debe estar formada por especies seleccionadas, susceptibles de afianzarse y crecer en las condiciones locales, por lo que el concurso de un botánico especialista es siempre deseable en problemas importantes; ya se dijo (Capítulo VI) que las especies propias de la región ofrecen



Otra vista de una carretera sin obras complementarias de drenaje.

una garantía previa, pero no a cubierto de dificultades, pues con frecuencia se las pretende hacer vivir en condiciones diferentes a las que les son propicias; por ejemplo, algunas plantas que se desarrollan naturalmente en un cierto lugar en un terreno plano pueden crecer difícilmente en un talud. También, la vegetación que se plante en un lugar debe adecuarse al problema que se desea resolver; por ejemplo, deberán ser diferentes las especies que han de cubrir un talud formado por suelo homogéneo, que las que se coloquen en otro formado por rocas en bloque; en cuyas juntas haya suelo que requiera protección o en un tercero constituido por suelos estratificados, donde cada estrato puede ofrecer condiciones diferentes.

Otra función importante, que ya se mencionó en el Capítulo VI es el control del contenido de agua en las capas superiores del suelo, gracias a la evapotranspiración de las plantas.

En los canales, cunetas, contracunetas y obras afines, la vegetación tiene también la función importante de proteger las márgenes y bordes de la acción del agua corriente.

En lo que se refiere al segundo objetivo, relacionado con el mejoramiento de la apariencia que se logra con la vegetación, ha de resaltarse su importancia, a despecho de que no haya sido bien comprendida en el pasado o que, por lo menos, no se haya traducido en líneas de acción sistemática por parte de los ingenieros de muchos países. También cabe comentar que el efecto para los usuarios no se circunscribe muchas veces a la apariencia, con todas las repercusiones psicológicas que ella pueda tener, sino a otros muchos aspectos; por ejemplo, en la actualidad se estudia con interés creciente el efecto de la vegetación como aislante de ruidos lo que puede tener el mayor interés en aeropuertos o en tramos semiurbanos de carreteras y ferrocarriles.

Cuando haya de enfrentarse un programa de plantación de vegetación en canales o taludes, lo primero que ha de tenerse en cuenta es que el suelo por poblar seguramente no es tal en el sentido botánico; no posee las características necesarias para sostener la vida vegetal, ni por su estructura, ni por su textura, ni por la ausencia de los microorgánicos y detritos que definen la llamada tierra vegetal. Por esto, casi sin excepción suele ser necesario un recubrimiento de este último material donde no lo haya y su conservación sistemática donde exista. A este respecto, el ingeniero que al final de la obra desea formar las necesarias protecciones vegetales, se suele encontrar con que ha desaparecido, como simple desperdicio, toda la tierra vegetal removida, a causa de manipulaciones descuidadas de otros colegas que lo precedieron en los trabajos en el sitio. Será siempre buena práctica almacenar la tierra vegetal producto de despalme y operaciones afines; para lograr al fin de los trabajos excelentes protecciones vegetales a costo muy reducido, que seguramente compensarán con creces

las precauciones guardadas. Los almacenamientos de tierra vegetal no pueden ser demasiado altos y preferentemente deben orientarse en la dirección norte-sur; es conveniente protegerlos con ramaje.

Cuando la tierra vegetal se coloca sobre un talud es preciso vigilar que la inclinación de éste la retenga, pues de otro modo será preciso recurrir a la construcción de bermas costosas; ésta es una condición por la que conviene algunas veces dar a un talud una inclinación menor que la estrictamente indispensable por razones de estabilidad. Por la misma razón, cuando un talud vaya a protegerse con vegetación no conviene que su acabado sea liso.

Otro punto a vigilar cuando se usen protecciones vegetales son los inaniales, lloraderos, venas superficiales, etcétera, pues el agua arrastra la tierra vegetal recién puesta: en estos casos será preciso recurrir al drenaje superficial o al subdrenaje, según sea la naturaleza del problema.

Cuando se planten taludes ha de tenerse presente que no basta analizar las condiciones generales del clima regional, para atribuírselas simplemente, pues los taludes casi nunca representan esas condiciones regionales; tanto por la incidencia de la radiación solar, que aumenta la temperatura del suelo, como

por el declive, que vuelve al suelo más seco durante casi todo el año, como por la exposición al viento, los taludes son zonas en que los suelos están expuestos a condiciones generalmente mucho más desfavorables que las medias.

La vegetación puede plantarse desparramando directamente semillas sobre tierra vegetal apropiada; esto puede hacerse a mano o por métodos mecánicos o hidráulicos. Otras veces se plantan tepes o macizos de tierra ya vegetada, a modo de mosaicos; éste método es apropiado para pastos y plantación de herbáceas. La planta suele requerir de algunos riesgos antes de su establecimiento definitivo. Los árboles y arbustos, que se utilizan sobre todo como defensa contra erosión eólica, invasión de arenas o pantallas contra ruido, suelen plantarse ya de un cierto tamaño, a fin de contar con su protección desde un principio; requieren mayor atención y riego en tanto no se afianzan.

En términos generales puede afirmarse que la vegetación es el método de recubrimiento más económico y fácil de conservar, sobre todo cuando ha sido previsto en el proyecto, de manera que en la ejecución se disponga de espacio, almacenamientos de tierra vegetal, etcétera.

Anexo XI-a

**CUESTIONARIO PARA RECONOCIMIENTO INICIAL
DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOTECNICO**

CARRETERA: _____

TRAMO: _____

SUB TRAMO: _____

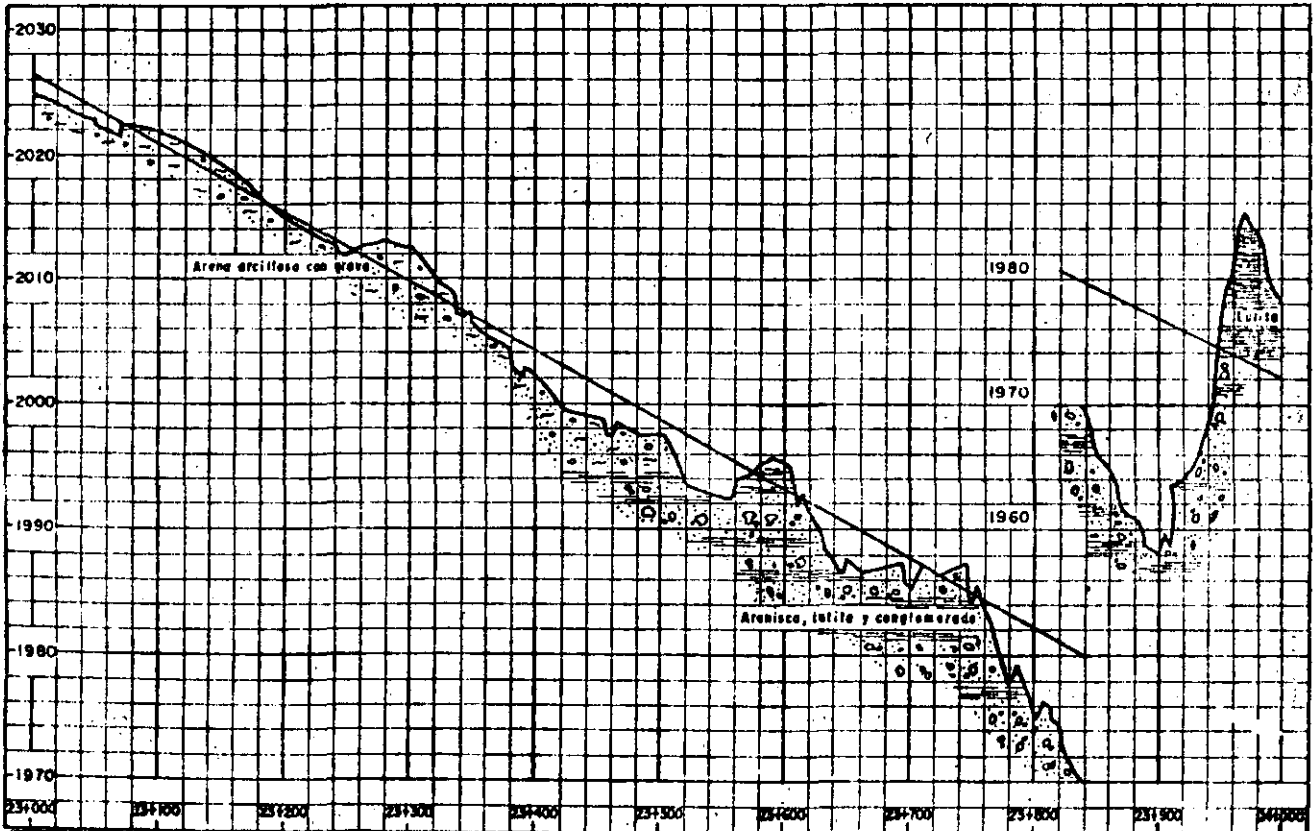
DE KM _____ + _____ a KM _____ + _____

ORIGEN: _____

FECHA _____

El objeto de este reconocimiento inicial será el de zonificar el tramo por estudiar.

PRÉSTAMOS DE MATERIALES		CARRETERA _____ TRAMO _____ SUB-TRAMO _____ ORIGEN _____										
PRÉSTAMO DE MATERIAL PARA _____				DENOMINACIÓN _____								
UBICACIÓN	ESTRATO		CLASIFICACIÓN S O P.	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA				DE CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO			
	Nº	ESPESOR			90%	95%	100%	BANDEADO	A	B	C	
DIMENSIONES LARGO _____ ANCHO _____ ESPESOR _____		VOLUMEN APROVECHABLE _____		OBSERVACIONES _____ _____ _____								
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN												

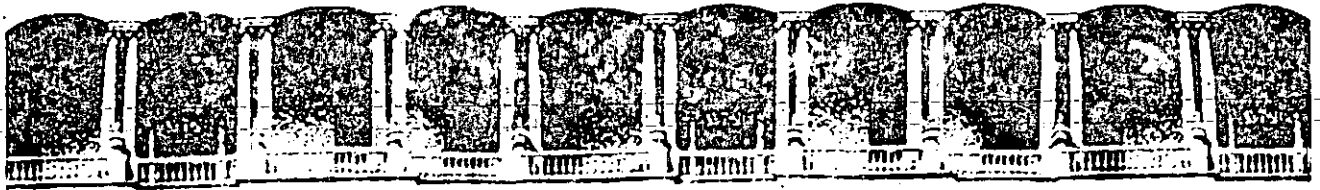


CARRETERA _____ SUB-TRAMO _____	TRAMO _____ ORIGEN _____	CROQUIS DEL PERFIL
------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

REFERENCIAS

Secretaría de Obras Públicas de México. Publicación Técnica, 1968.)

1. Gómez Cantú, M. y Urquijo, O. *Aspectos generales del Drenaje en la construcción. Construcción de Obras Complementarias*. Ponencia presentada al Seminario de Drenaje de la Secretaría de Obras Públicas. México, D. F., 1970.
2. Escario, J. L. y Escario, V. *Caminos*. Tomo I. Capítulo V. Publicación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, 1960.
3. Sotelo, G. *Drenaje en Carreteras y Aeropuertos*. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas de México). México, D. F., 1971.
4. Linsley, R. K. y Franzini, J. B. *Water Resources Engineering*. McGraw Hill Book Co., Inc. 1964.
5. Juárez Badillo, E. y Rico A. *Mecánica de Suelos*. Tomo III. Flujo de Agua en Suelos. Capítulo VI. Editorial Limusa, S. A. México, D. F., 1969.
6. Springall, R. *Drenaje en cuencas pequeñas*. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas de México.) México, D. F., 1969.
7. Rubio J., Olivera, F. y Peña, F. *Drenaje en Caminos de Mano de Obra*. Ponencia presentada en el Seminario de Drenaje de la Secretaría de Obras Públicas de México. México, D. F., 1973.
8. Bruce, A. G. y Clarkeson, J. *Highway Design and Construction*. Capítulo 6. International Textbook, Co. 1956.
9. Etcharren, R. *Manual de Caminos vecinales*. 6ª Parte. Coedición de la Asociación Mexicana de Caminos y de Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A. México, D. F., 1969.
10. Díaz de Cossío, R. y Siess, C. P. *Recomendaciones para el proyecto de alcantarillas de cajón de concreto reforzado*. Informe Técnico al U. S. Army Corps of Engineers. Universidad de Illinois. Urbana, Ill., 1959. (Trad. por la Secretaría de Obras Públicas de México. Publicación Técnica, 1968.)
11. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Cap. IV. Editorial Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
12. Moreno Pecero, G. y Rico, A. *Instructivo de Campo para la construcción de alcantarillas flexibles*. Publicación de la Secretaría de Obras Públicas. México, D. F., 1964.
13. Marston, A. y Anderson, A. O. *The theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and sewer Pipe*. Iowa Engineering Experimental Station. Boletín N° 31. 1913.
14. Marston, A. *The Theory of External Loads on closed conduits in the Light of the Latest Experiments*. Iowa Engineering Experimental Station. Boletín N° 96. 1930.
15. Spangler, M. G. *Foundation Engineering*. Editado por G. A. Leonards. Capítulo II. McGraw Hill Book Co. 1962.
16. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo II. Editorial Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
17. Orozco, J. *Metodología para el anteproyecto de Caminos*. Publicación del Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Obras Públicas de México. México, D. F., 1973.
18. Nascimento, U. *Teoría de erosão de Taludes*. Publicación del Laboratorio de Ingeniería Civil (curso 142). Lisboa, 1973.
19. Hudson, N. N. *An Introduction to the Mechanics of Soil Erosion under conditions of sub-tropical Rainfall*. Trans. of Rhodesia Scientific Ass. Vol. XLIX. Parte 1. 1951.
20. Lane, E. W. *Progress Report on Studies on the Design of Stable Channels by the U. S. Bureau of Reclamation*. Proc. ASCE. 1953.
21. Caldeira Cabral. *Revestimentos vegetais*. Publicación del Laboratorio de Ingeniería Civil. Lisboa, 1973.



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

CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

**ESTABILIZACION DE ARCILLAS ACTIVAS
CON ADITIVOS**

M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

VIII CPMSIF - PCSMFE, 16-21 AGOSTO 1987 - CARTAGENA - COLOMBIA

Estabilización de Arcillas Activas con Aditivos **Expansive Clay Stabilization with Additives**

G. García.

Profesor de la ENEP Aragón, UNAM. Ejecutivo de Proyecto de la Dirección General de Conservación de Obras Públicas, S.C.T., México.

SINOPSIS

El presente artículo analiza la variación en las características de calidad, resistencia y deformación de las arcillas activas de la Ciudad de Querétaro, estabilizadas en el laboratorio con cal, sal común, pretratamiento de cal y tratamiento con cemento Portland; en el primer caso a corto y mediano plazo y en los demás solo a corto plazo, con el fin de producir materiales de mejor calidad que los originales a un costo razonable con características apropiadas, para emplearse en la construcción de distintas capas de pavimento, pues los materiales inertes de buena calidad empleados actualmente, cada día son más difíciles de obtener en la naturaleza y por tanto más costosos.

I. INTRODUCCION

En la República Mexicana existen regiones donde aparecen arcillas activas o expansivas del tipo montmorilonítico; este tipo de suelos como todos sabemos son muy buenos para emplearse en la agricultura pero pésimos para usarlos como materiales de construcción o de apoyo para estructuras, en las condiciones en las que se encuentran, pues tienen fuertes cambios volumétricos con los correspondientes cambios en sus contenidos de agua; una cosa semejante sucede con su resistencia al esfuerzo cortante, lo cual se refleja en deterioros de las diferentes estructuras donde aparecen este tipo de materiales.

La literatura que existe al respecto indica que al agregar aditivos como la cal, sal común, o cemento Portland se logra un intercambio iónico entre las partículas de montmorilonita y los componentes químicos de estos aditivos que hacen estable al suelo, es decir aumenta su resistencia y disminuye su deformación; también se sugiere en las investigaciones hechas, que antes de usarlas en determinada región, como regla general, en cada caso se hagan los análisis de laboratorio correspondientes. (Fernández C. 1982), (Rico A., del Castillo H. 1982). (Estudio en el Laboratorio del Tratamiento con Cal y Cemento de Suelos de Granulometría Fina, G. Morel, 1984).

El presente trabajo abordará la investigación, en el laboratorio, del tratamiento de arcillas con los aditivos mencionados anteriormente, con el fin de producir materiales que se puedan emplear en las diferentes capas que constituyen una

sección estructural o pavimento, de tal forma que tengan características de calidad y resistencia iguales o mejores que las de los materiales empleados tradicionalmente de acuerdo a las Normas de Calidad y Resistencia que tiene nuestra República Mexicana para caminos de primer orden.

II. TRABAJO DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Para conocer si las arcillas expansivas al añadirles aditivos como la sal común, la cal en lapsos a corto y a mediano plazo y el cemento Portland, pero en este último caso con un pretratamiento a base de un 3% de cal, tienen iguales o mejores características de calidad y resistencia que los materiales que se usan tradicionalmente para la construcción de pavimentos como son las gravas y las arenas, con un pequeño porcentaje de finos no plásticos, se hizo en el laboratorio una investigación práctica; para ello se seleccionó una zona potencial de arcilla expansiva que siempre se desecha como es la de la Ciudad Industrial de Querétaro y se mezcló en el laboratorio con diferentes porcentajes de aditivos sujetos a diferentes condiciones, como se describen a continuación en la Tabla I.

ADITIVO	PORCENTAJE EN PESO DE SUELO SECO	TIEMPO DE PREPARACION DE LA MEZCLA	PORCENTAJE DE COMPACTACION	TIEMPO DE INMERSION EN AGUA	OBSERVACIONES
CAL	DE 2 A 10	UN DIA	90%	NINGUNO	---
CAL	4	60 DIAS	95%	60 DIAS	FOR SER UN VALOR CERCANO AL OPTIMO.
SAL COMUN	DE 2 A 10	3 DIAS	95%	NINGUNO	SE CUBRIO CON BOLSA DE POLIETILENO PARA PROPICIAR LA REACCION
CAL Y CEMENTO	DE 4 A 8	DE 1 A 3 DIAS	90%	NO SE CONSIDERO NECESARIO	SE USO CAL COMO PRETRATAMIENTO PARA ABATIR LA PLASTICIDAD Y CEMENTO PORTLAND COMO CEMENTANTE

T A B L A I

Para hacer las mezclas en general, se cribó todo el material por la Malla No. 4 4.76×10^{-3} m, se determinó la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo en la Prueba Proctor, a continuación se determinaron los distintos porcentajes de aditivo de acuerdo al peso volumétrico para los distintos grados de compactación; la mezcla se hizo en estado seco y se fue humedeciendo el material hasta alcanzar la humedad necesaria; a continuación se dejó un lapso para que se propiciara el intercambio iónico y con el fin de que no perdiera humedad se les cubrió con bolsas de polietileno, la muestra quedo así preparada para realizar las siguientes pruebas:

- Pruebas Indice: Granulometría, límite líquido, límite plástico y contracción lineal.
- Prueba de resistencia: Valor relativo de soporte estándar, resistencia a la compresión unidimensional no confinada y ensayos triaxiales rápidos.
- Prueba de deformación: Saturación bajo carga y expansión libre.

II.A Comentarios respecto a la preparación de las mezclas.

1. En todos los casos se cuidó de no quemar la materia orgánica, por lo que la temperatura a las que se sometieron las muestras en el horno fue del orden de los 60°. Las pruebas cuya preparación vario entre 24 y 72 horas se denominarán en lo sucesivo a corto plazo.
2. En general las pruebas dado que no se llegaba a cribar el material al tamaño de las partículas, del orden de las micras (10^{-6} m), no se lograba el 100% de intercambio iónico; la razón esencial de cribar los materiales hasta la Malla No. 4 (4.76×10^{-3} m) y no hasta la No. 200 (7.4×10^{-5} m) fue que en la realidad eso no resultaba práctico para preparar las muestras en el lugar, por lo que se puede afirmar que cuando se usó cal además de un intercambio iónico, también se propiciaba una cementación. Para realizar los límites de Atterberg, si se cribó el material hasta la Malla No. 40 - - - - (4.2×10^{-4} m) y para hacer la granulometría hasta la Malla No. 200 - - - - (7.4×10^{-5} m).
3. En algunos casos como el del pretratamiento con cal y estabilización con cemento Portland dada la plasticidad de éste último al agregarsele agua se tenía una mezcla muy fluida y no se podían hacer los límites de consistencia, por lo que se dejó reposar la mezcla con intervalos variables entre 24 y 72 horas.
4. Para el caso de la sal común como el porcentaje se controlaba respecto al peso seco de los granos de sal y al preparar la muestra, no se alcanzaba a diluir la totalidad del aditivo, por lo que se considera que el intercambio iónico fue muy pobre, lo que se refleja en los resultados obtenidos.
5. Las pruebas que se hicieron a mediano plazo con cal, previamente se compactaron los materiales se extrajeron del molde, se les puso una membrana de plástico perforado para que penetrara el fluido y se le sumergió en agua durante 60 días.

III. ANALISIS DE RESULTADOS

III.A. Propiedades Índice

III.A.1 Granulometría.-El análisis granulométrico indicó que el 98.77% pasaba la Malla No. 200 (7.4×10^{-5} m), es decir, se trata de un suelo esencialmente fino.

III.A.2 Plasticidad.-De acuerdo con la carta de plasticidad, la arcilla activa está clasificada como un CH, como se muestra en la Figura 1, pues el límite líquido es mayor de 50%, con índice de plasticidad hasta de 54% y límite de contracción del orden del 10%; lo cual, según el criterio de Holtz y Gibbs corresponde a una arcilla que puede ser de alto grado de expansividad.

Como se puede observar en la Figura 1, al agregarle distintos aditivos el resultado fue el siguiente:

- El comportamiento suelo-cal a corto plazo indica que a mayor porcentaje de aditivo menor plasticidad, sin embargo, con el tiempo y sumergida la muestra en agua durante sesenta días, la plasticidad vuelve a incrementarse pero no en la misma magnitud que en estado natural, lo cual se puede interpretar como que se logró en algún porcentaje el intercambio iónico y al hacer la preparación para determinar los límites de consistencia se destruye la cementación que da la cal y se modifica la estructura.

- Por lo que respecta a la sal común se abate la plasticidad pero en forma moderada, pues el intercambio iónico fue muy pobre, pues en la mezcla así formada aparecían todavía cristales de sal.
- La mezcla hecha con el pretratamiento de 3% de cal y diferentes porcentajes de cemento Portland fue la que dió mejores resultados, y se puede afirmar que con un 3% de cemento Portland la plasticidad se abate considerablemente, pasando a ser un limo prácticamente de baja plasticidad.

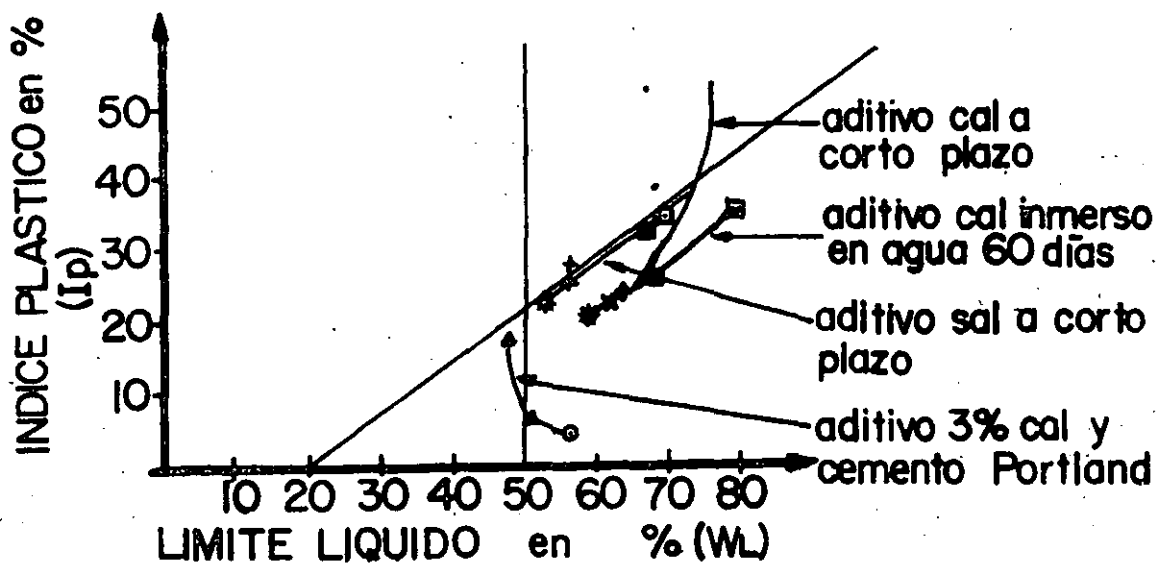


FIGURA 1. CARTA DE PLASTICIDAD, RESULTADOS DE ESTABILIZACION DE SUELOS.

NOMENCLATURA

• 0%	⊙ 5%
▲ 1%	+ 6%
◻ 2%	x 8%
▲ 3%	* 10%
■ 4%	

III.B. Resistencia

Para conocer la variación de la resistencia al esfuerzo cortante se analizaron varios parámetros como son:

III.B.1 Valor relativo de soporte estándar.-Este parámetro se usa en la República Mexicana para determinar la calidad de los materiales a emplearse en las diferentes capas que integran la Sección Estructural de un pavimento.

En la Figura 2 se puede observar que el valor relativo de soporte sin aditivos del orden del 2%, sin embargo al agregárseles aditivos se tienen las siguientes variaciones:

porte; por ejemplo pasa de 176% a corto plazo a 114% después de sumergirlo en agua durante sesenta días con un 6% de cal, una cosa semejante sucede con el 4% de cal; sin embargo, se puede afirmar que la cal no se lavó y actuó como cementante, por ejemplo para un 4% de cal se puede usar como subrasante y/o sub-base y para un 6% de cal se puede emplear hasta para base.

Una cosa semejante sucede con la pre-estabilización con cal y estabilización con cemento Portland, en este caso la cal se usó para abatir la plasticidad y hacer más manuable el material y el cemento se usó como tal; la trayectoria que se obtuvo indica que con un 3% de cal y porcentajes variables entre 1 y 5% de cemento Portland se pueden usar estas mezclas para sub-bases y bases.

Por lo que respecta a la sal el valor relativo de soporte no registró cambio alguno.

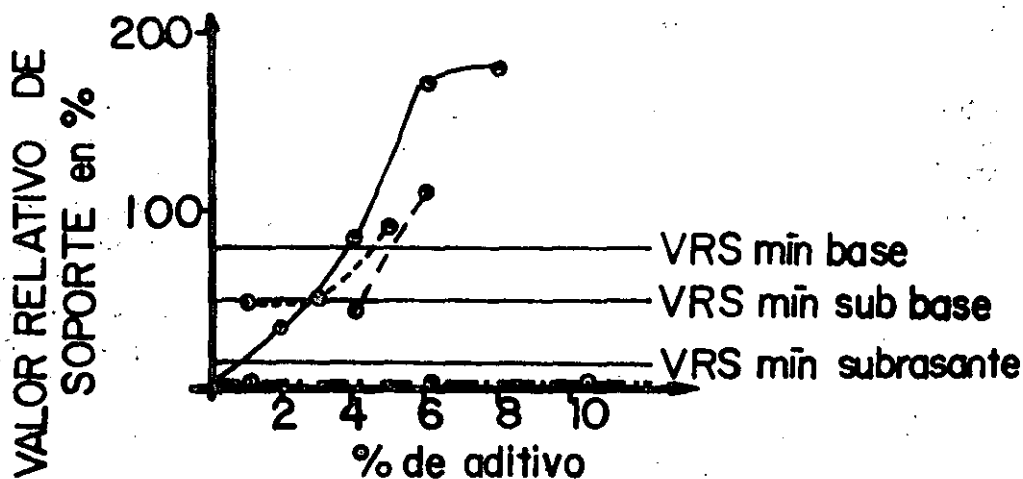


FIGURA 2. VARIACION DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE CON DISTINTOS ADITIVOS.

NOMENCLATURA

SIMBOLO	PRETRATAMIENTO	ADITIVO	INMERSION EN AGUA
—○—○—	NINGUNO	CAL	NINGUNA
- - -○- - -○-	3% CAL	CEMENTO PORTLAND	NINGUNA
○- - - -○	NINGUNO	CAL	SESENTA DIAS
○- . . . -○	NINGUNO	SAL COMUN	NINGUNA

III.B.2 Resistencia a la compresión simple.--A manera de ejemplo en la Figura 3, se dan los resultados que son representativos de los resultados obtenidos.

En la Fig. 3 se puede observar que el material sin aditivo compactado al 90% ó al 95% de su peso volumétrico seco máximo en prueba Proctor, tuvo un comportamiento del tipo plástico; en cambio al agregarle cal, el comportamiento es del tipo frágil. Sin embargo, se puede afirmar, para este caso, que al estar sumergida la muestra en agua durante sesenta días con un 4% de cal, al labrar la muestra y probarla, la resistencia varía de 178.5 kPa en condiciones iniciales-

a 426.8 kPa en condiciones finales, es decir, se incrementa un 239% debido a que existe un curado de la muestra al estar sumergida en agua durante 60 días, aunque la estructura del material se vuelve rígida, por lo que en caso de emplear estos materiales para formar diferentes capas de pavimento se debe tener cuidado de que se apoyen sobre materiales que no tengan grandes deformaciones puesto que no pueden trabajar a la tensión y se agrietarían.

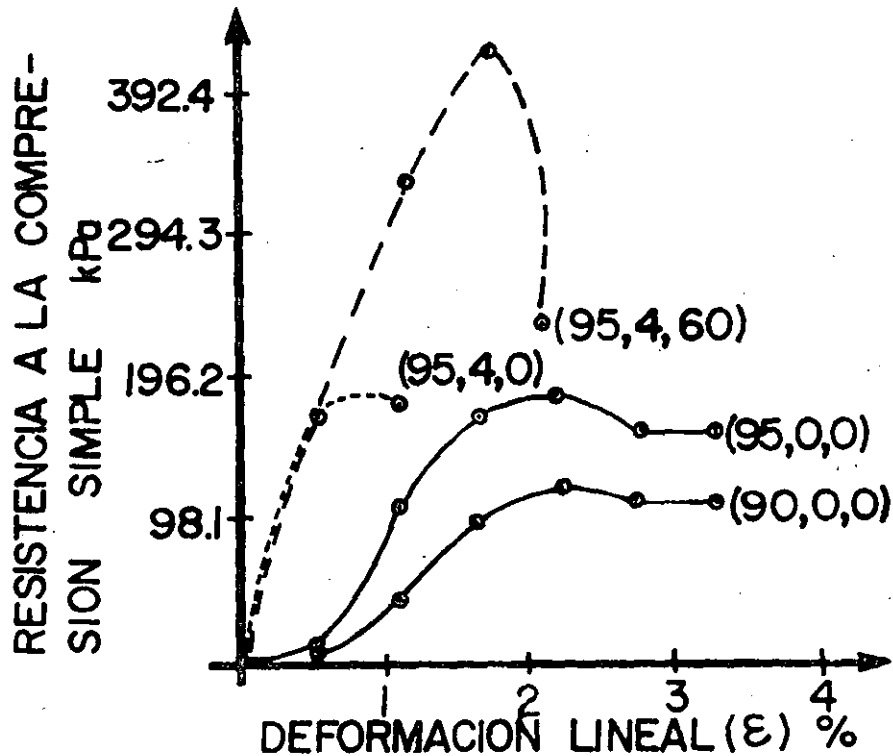


FIGURA 3. RESULTADOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE BAJO DIFERENTES CONDICIONES

N O M E N C L A T U R A :

(a, b, c)

a - grado de compactación

b - % de cal

c - tiempo de inmersión en días.

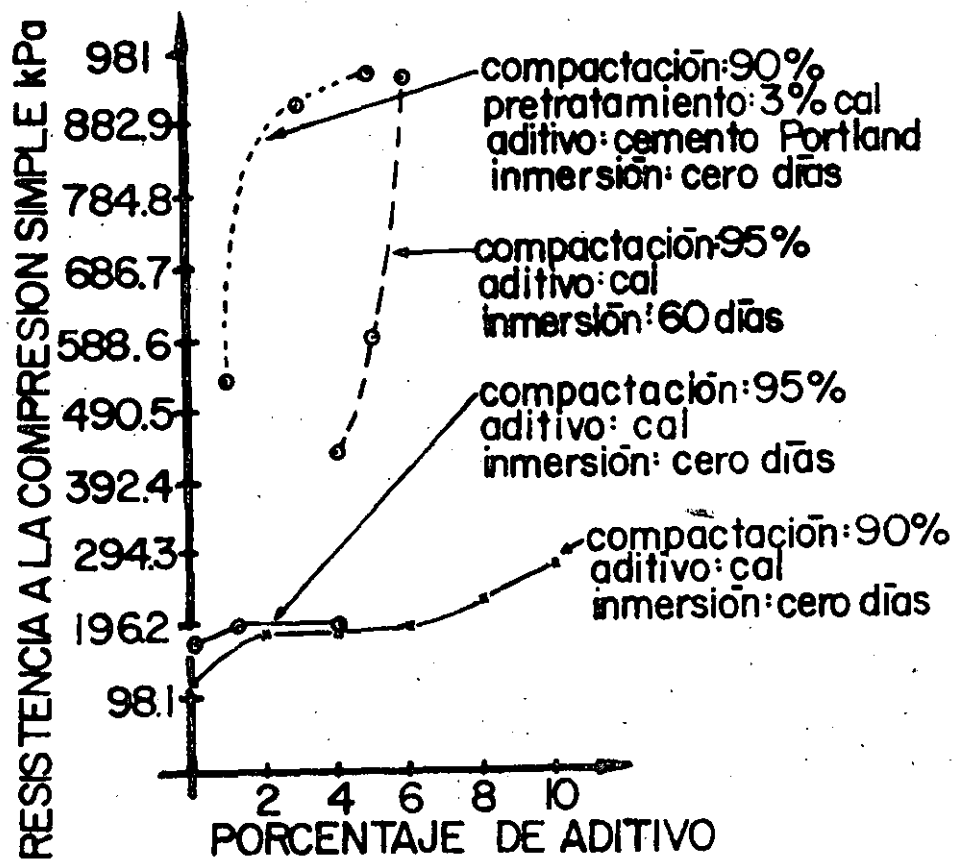


FIGURA 4. VARIACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE CON DIFERENTES TIPOS DE ADITIVOS

En la Figura 4, se encuentra la evolución de la resistencia a la compresión simple bajo diferentes condiciones y con distintos aditivos en la que se puede observar lo siguiente:

- Para condiciones a corto plazo con cal se encuentra que a medida que se incrementa el porcentaje de ésta aumenta la resistencia a la compresión simple.
- Para condiciones finales estando las muestras sumergidas en agua la muestra se cura y la resistencia a la compresión simple aumenta asintóticamente al grado de que para un 6% de cal, y 95% de compactación alcanza un valor de 951.6 KPa que representan las condiciones a mediano plazo que puede ser la condición a la que puede estar sujeta en la realidad.
- Una cosa semejante sucede con el pretratamiento de cal y usando como aditivo cemento Portland a corto plazo, la muestra nuevamente se vuelve a curar, incrementando considerablemente su resistencia aún con pequeños porcentajes de cemento Portland.

III.B.3 Triaxiales rápidas.-Los resultados para diferentes grados de compactación y distintos porcentajes de aditivos se encuentran en la Figura 5.

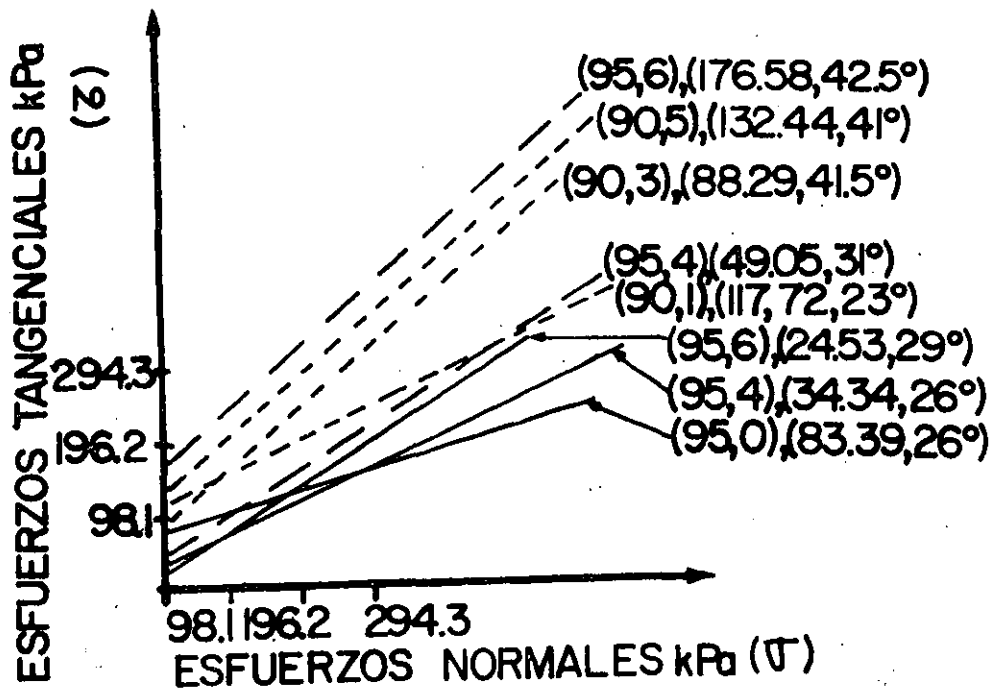


FIGURA 5. RESULTADOS DE ENSAYES DEL TIPO TRIAXIAL RAPIDO.

NOMENCLATURA :

Condiciones a corto plazo : Con cal _____
 Con cal y cemento -----
 Sesenta días en inmersión aditivo cal. -----

(a, b), (c, d)

a = grado de compactación en %

b = % de aditivo

c = cohesión inicial

d = ángulo de fricción interna en grados.

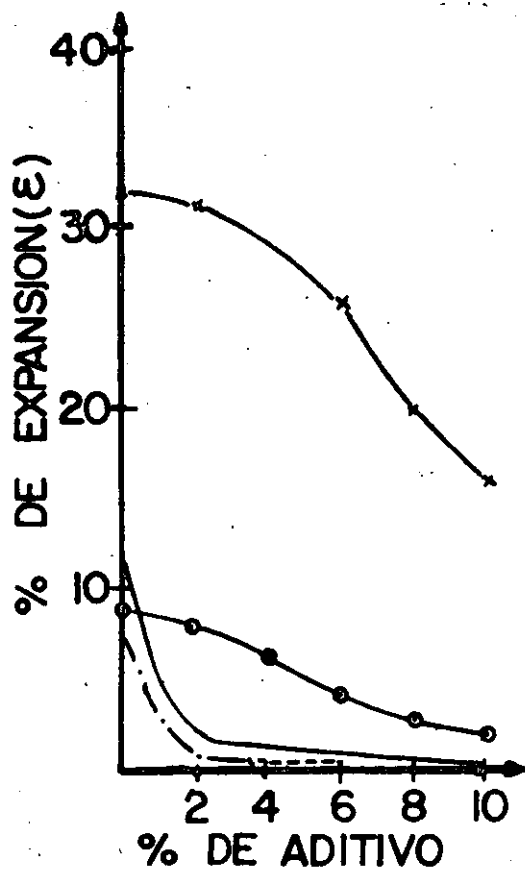
Del análisis de las envolventes de falla, para este caso, se puede afirmar que - la mezcla suelo-cal en diferentes porcentajes a mediano plazo, sumergida en agua y con el tiempo aumenta su resistencia con respecto a las condiciones iniciales, a corto plazo para iguales grados de compactación.

También se puede afirmar que al agregar el 4% de cal, la resistencia al corte a mediano plazo sumergida y al mismo grado de compactación, es menor que la que no tiene aditivos para esfuerzos normales menores a 98.1 kPa; lo cual se puede interpretar como que en ese rango la cementación no fue suficiente y perdió resistencia, no sucede lo mismo con la mezcla de 6% de cal a mediano plazo incluso -- fue la prueba que dió mejores resultados, pues fue suficiente para cementar el suelo y propiciar los cambios iónicos.

Respecto a las mezclas suelo-cal-cemento a corto plazo, en todos los casos la resistencia al corte fue más grande que en condiciones naturales o con cal a corto plazo.

III.C. Deformabilidad

Para determinar los cambios volumétricos, se hizo la prueba de expansión libre y de saturación bajo carga, con la humedad correspondiente al 90 ó 95% de compactación, respectivamente, y se le agregó agua hasta lograr la saturación del material, dejando la muestra el tiempo necesario hasta que ya no registrara deformaciones, los resultados se muestran gráficamente en la Figura 6.



N O M E N C L A T U R A :

SIMBOLO	PRETRATAMIENTO	GRADO DE COMPACTACION	ADITIVO	OBSERVACIONES
—————	NINGUNO	90%	CAL	EXPANSION LIBRE
-----	NINGUNO	95%	CAL	PRESION DE 9.81kPa
x-----x-----x	NINGUNO	95%	SAL	EXPANSION LIBRE
-----	3% CAL	95%	CEMENTO	NO REGISTRO MOVIMIENTOS
o-----o-----o	NINGUNO	95%	SAL	PRESION DE 6.87kPa

De los resultados obtenidos se puede concluir lo siguiente:

- Sin aditivo y sin carga a mayor grado de compactación mayor expansión, pues al 95% la expansión fue del 32.5% y al 90% registró un valor de 11.5%.
- Agregándole al suelo cal y compactándolo al 90% la expansión se abate considerablemente, los grados de saturación que se alcanzaron fueron del 100% y la mezcla se dejó en el consolidómetro hasta que no registrara cambios volumétricos.
- Si ahora al suelo se le agrega cal, se compacta al 95% pero se le pone una presión de 9.81 kPa, y se deja saturar, la expansión es menor que en el caso anterior.
- La mezcla suelo sal común abate la expansión pero no en las condiciones deseadas, pues compactada al 95% sin sobrecarga disminuye cuando mucho hasta el 16% y con una presión de 6.87 kPa llega al 2%.
- Las pruebas que se hicieron con la mezcla suelo cal-cemento no registraron cambios volumétricos.

IV. CONCLUSIONES

1. El intercambio iónico no se logra en su totalidad porque no se disgregó el material hasta la Malla No. 200 (7.4×10^{-5} m), pues no es práctico hacerlo en el campo con el equipo disponible, solo se llegó a disgregar el material hasta la Malla No. 4 (4.76×10^{-3} m), sin embargo para propiciar la reacción química se dejó reposar el material con la humedad necesaria entre uno y tres días, lo que se denominó a corto plazo, y se preparaban las muestras con cal y sumergían en agua durante sesenta días para los ensayos denominados a mediano plazo.
2. En las mezclas suelo-cal se lograba un intercambio iónico y una cementación; en cambio para la mezcla suelo-sal común (cloruro de sodio) se propiciaba un intercambio iónico pobre.
3. Los aditivos usados abatieron la plasticidad de la arcilla expansiva, en el Inciso III.A.2 se puede ver que la mezcla 3% de cal y 3% de cemento Portland fue la que dio mejores resultados; la cal también da buenos resultados encontrándose un óptimo entre 4% y 6% y la sal común (cloruro de sodio) fue la que dio los resultados más pobres.

4. Al sumergir la muestra compactada y estabilizada con cal en agua, durante se enta días no se lavó la cal, sino que la muestra se curó, pudiéndose usar para subrasante, sub-base o base, dependiendo del porcentaje de cal como se muestra en la Figura 2.

La resistencia al esfuerzo cortante tanto en compresión simple unidimensional como en triaxiales rápidas tiende a incrementarse como se muestra en la Figura 5, siendo el porcentaje óptimo de cal el del 6%.

5. La mezcla suelo, 3% de cal y de 1% a 5% de cemento Portland, adquiere valores relativos de soporte adecuados para sub-base o base.
6. El comportamiento de los materiales estabilizados es del tipo de falla frágil a diferencia del comportamiento plástico que tiene el material sin aditivo, según se muestra en la Figura 3.
7. Respecto a la expansión que se produce, al saturar la muestra con distintos aditivos se puede afirmar, para este caso, que la cal la minimiza y que si se le aplica una presión de 9.81 kPa se tienen expansiones todavía más pequeñas, como se observa en la Figura 6, la mezcla suelo-cal-cemento no tiene cambios volumétricos y la mezcla suelo-sal común no se recomienda para evitar la expansión.
8. Se puede concluir que los resultados obtenidos en el Laboratorio, fundamentan el uso de arcillas expansivas con aditivos como la cal, y el cemento - pues para este caso, produce materiales de calidad y resistencia semejantes a los que tradicionalmente se usan para subrasantes, sub-bases y bases para pavimentos; respecto a la sal común (cloruro de sodio) sólo se recomienda para abatir la plasticidad. Por otra parte, con el fin de evitar los cambios de humedad se sugiere que la sección estructural siempre se arroje.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

1. Fernández C. Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Limusa México 1982.
2. Rico A., del Castillo H. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Volumen 2 Limusa. México 1982.
3. Estudio en el Laboratorio del Tratamiento con Cal y Cemento de Suelos de Granulometría Fina. G. Morel. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées No. 133. 1984.

NOTA: Por este conducto quiero dejar constancia del apoyo que me brindó tanto la Universidad Nacional Autónoma de México como la Secretaría de Comunicaciones y Transportes; al mismo tiempo quiero agradecer a todas aquellas personas que aportaron ideas y puntos de vista, a todos aquellos alumnos que contribuyeron a realizar las pruebas y a todas aquellas personas que hicieron posible la presentación de este trabajo.



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

*CURSOS ABIERTOS
GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES*

**A N E X O
TEST EMBANKMENTS ON TEXCOCO LAKE
REMBLAIS D' ESSAI DANS LE LAC DE TEXCOCO**

**A. RICO, M.E.
G. MORENO, C.E.
G. GARCIA, C.E.**

AGOSTO 1993.

TEST EMBANKMENTS ON TEXCOCO LAKE
REMBLAIS D'ESSAI DANS LE LAC DE TEXCOCO

A. RICO, M.E.
G. MORENO, C.E.
G. GARCIA, C.E.

Geotechnical Dept. Ministry of Public Works, México, D.F.

SYNOPSIS In this paper are presented the results of field measurements made on two instrumented test embankments which were built by the Ministry of Public Works over the Texcoco Lake, in order to obtain the necessary data for the design of the Peñón-Texcoco project, which is a direct road between this two points. The measurement program is being carried on, and in this paper it is only shown the data obtained in the approximately first 30 months of performance of the two embankments. It is included the information given by the leveling of surface witness, by Wilson inclinometers by settlement torpedos and by Casagrande and pneumatic piezometers. It is also shown the value of the shear strength determined by vane shear tests performed during the measurement period.

An approach of a preliminary interpretation is made, giving special attention to those facts that do not clearly correlate with the established theory.

INTRODUCTION

The Ministry of Public Works had the necessity to project a direct road between Mexico City and Texcoco City over Texcoco Lake. The soil of this lake is formed by soft volcanic clay, (which means low shear resistances and high compressibility) with depths of hundreds of meters. The project involves the construction of a four line highway with an overall wide of 40 meters.

In order to obtain the necessary data for the design of this project, several Soil Mechanics studies and field research had to be made, being the result a cross section with a total cost of 7 millions pesos per kilometer with a safety factor in the order of 1.1 in the worst conditions. However, the present theories as well as the experience on the construction and the behavior of highway are considered insufficient, so the results received are not to be trusted, specially those about the development of the settlements within time.

All this led to construct and investigate with the help of measurement instruments, the behavior of some sections or test embankments at a natural scale on the surface of the Texcoco Lake in those spots that were considered critic, in order to compare the results of the application of Soil Mechanics theories and the behavior of the full scale models. This paper pretends to describe all the investigation made with the indicated purposes, showing the results of a 30 months measurement program.

CHARACTERISTICS AND LOCATION OF THE TEST EMBANKMENTS

Based on 120 borings and laboratory analysis of more than 1,100 samples was located the most critical spot on which were to be made two test embankments, 120 meters long each one, slightly different, because it was also desirable to study two different alternatives with two different materials in order to establish an economical relation. So

one of the embankments represents a road built with a light material of 1.0-1.1 tons per cubic meter, and the other one represents a road built with the conventional material of 1.8 tons per cubic meter. The first embankment is of course lighter, meanwhile the second one needs of two struts. General description of the foundation in this place shows that it is formed by a volcanic, soft, high compressibility clay (CH) that reaches a depth superior to the significative to the project, as shown on Fig. # 1 and table # 1. Fig. # 2 shows the cross section of the two constructed test embankments that were completed in December 1969.

INSTRUMENTATION

Both test embankments were instrumented as follows:

- 30 surface witnesses were placed and leveled to register the surface movements with precision levelings.
- one transverse line of Wilson Slope Indicator were placed at one of the thirds of the length of each embankment, from natural ground down to 15 meters. The line has 7 inclinometers going from the center line to 5 meters away from the top of the embankment in the natural ground.
- one transverse line of vertical torpedos were placed in the other third of the length of each embankment with 7 observation points in the line that were able to register settlements as depth as 15 meters.
- one line of pneumatic piezometers in coincidence with the line of vertical torpedos, with 3 piezometric stations and 6 piezometers installed at 5, 10, 20 and 30 meters of depth. The pneumatic piezometers were completely built of plastic to avoid the corrosive effects of the water.
- one line of Casagrande Open Piezometers interrelated with the pneumatic piezometers at 5, 7 and 15 meters of depth.

DATA OBTAINED FROM THE READINGS

a) Surface level witnesses.

The data obtained from this witnesses is shown in Fig.# 3. It should be noticed the general symmetry of the settlement as well as the location of the maximum settlement displaced from the center of the embankment, perhaps due to the influence of the access road. It can also be noticed the tridimensional effect in the edges.

b) Inclinometers.

The data obtained from the inclinometers is reported in Fig.# 4, and it should be noticed that all the lectures are perfectly consistent in both embankments. It is very interesting to point out that the deformation outwards the center of the embankment after been very great became backward closing up again, due to what seems to be the consolidation effect of the soil under the center of the embankment, which in the time counteracted the tendency of lateral displacement of soil under loads. The lateral movements are considered to be within tolerable magnitude in relation with the present and future stability of the embankment.

c) Vertical Deformimeters.

A typical data obtained from settlement torpedos in one of the test embankment is shown in Fig.# 5. It seems to be important to see how the settlement decreases with depth. In connection with this matter, Fig.# 6 shows the theoretical stress distribution under the embankment obtained from the application of Boussinesq Theory. It should be noticed that the contribution of load to settlement with depth was smaller in reality than could be predicted from the theory, happening the same laterally. It can also be observed that the rate of settlement seems to diminish faster in the upper levels.

d) Pneumatic Piezometers.

Fig.# 7 shows a typical information obtained from one station of piezometers placed under the test embankments; the other gives a very similar information. The interpretation of this data is very difficult and seems to be very little conclusive; for example, it registers a constant excess from the hydrostatic pressure which is difficult to correlate with the high settlement of the structure. In general terms, it is concluded that pneumatic piezometer gives unreliable information in this type of work, even though a reasonable care was taken in its installation, operation and lecture techniques.

e) Open Piezometer.

The observations reported in Fig.# 8 are not conclusive because these instruments were installed 6 months later. They seem to indicate that the phenomena of variation in the pore pressure is very low at high depths (15 m.).

f) Vane shear test.

An investigation of the shear strength of the natural ground was carried on using the vane shear test, they were performed approximately 30 months after the construction of the embankments, using an instrument designed by the En-

gineering Institute of the National University. The obtained values were compared with the original values applying a relationship proposed by Marsal and Masari (reference # 1) in which it is stated that for the clays of the Mexico City Valley the shear strength determined by the vane shear test is given by:

$$\bar{c}_v = \frac{q_u}{1.5}$$

With this equation it was obtained an initial value of 1.5 Ton/m² and a second value of 2.5 Ton/m² 30 months later. This significant rise in the shear strength value can be attributed to the consolidation process of the soils under the embankment. It should be noticed that the addition to the shear strength is practically uniform in all the depth explored. Fig. # 9 justifies the last statement. Other tests performed at the toe of the embankment and in a vertical axis gave 1.7 Ton/m² shear resistance in relation with an original value of 1.5 Ton/m².

DATA INTERPRETATION

The following statements seem to be based in the information obtained from the measure equipment.

- a) The shear strength determined by a vane shear test has increased with the time, an stability analysis shows that the safety factor has risen from 1.1 to 1.25 in 30 months as an effect of consolidation.
- b) The settlement decreases rapidly with depth to smaller values than those indicated by the traditional theories based in the Boussinesq analysis.
- c) The rate of vertical deformation also decreases rapidly with the depth, but in the other hand, in the lower levels, this rate of deformation tends to stand still, meanwhile in the upper levels it disappears more rapidly.
- d) The largest lateral deformations occurred at a depths between 5 and 7 m. smaller than those expected.
- e) It can be seen in Fig.# 10 that the consolidation path obtained up to day in both embankments indicates that primary consolidation has not yet occur. This and the fact that significant secondary consolidation effects are expected, lead to the need of continuing with the measure program.
- f) Fig. # 11 shows the evolution of the settlement velocity. It decreases very quickly at the beginning but now it is becoming almost constant. Fig. # 12 shows the relation between the consolidation degree and time. It should be noted that for 30 months the primary consolidation degree should have been 73%; it means 2.46 meters of total theoretical settlement, much higher than the real settlement which is about 1.00 meter. The same ideas are handled in the Fig.# 13 showing that the real settlement in the center line at the base of the embankment is the 38% of the theoretical settlement at the same period while at a depth of 15 m. it is about the 23%. All these facts indicate that the settlements are much lower than those we had calculated and that the consolidation effects are dissipating very quickly with the depth.

EMBANKMENTS ON TEXCOCO LAKE

FINAL COMMENT

All the information obtained from the measure program in comparison with the original ideas related with the Peñón-Teococo project and based on the theories available, makes evident the necessity of

complementation between the theory and field research based in measures made in test embankments.

Only in this way will be possible to obtain a realistic approach of the behavior of soils on which can be based an objective project.

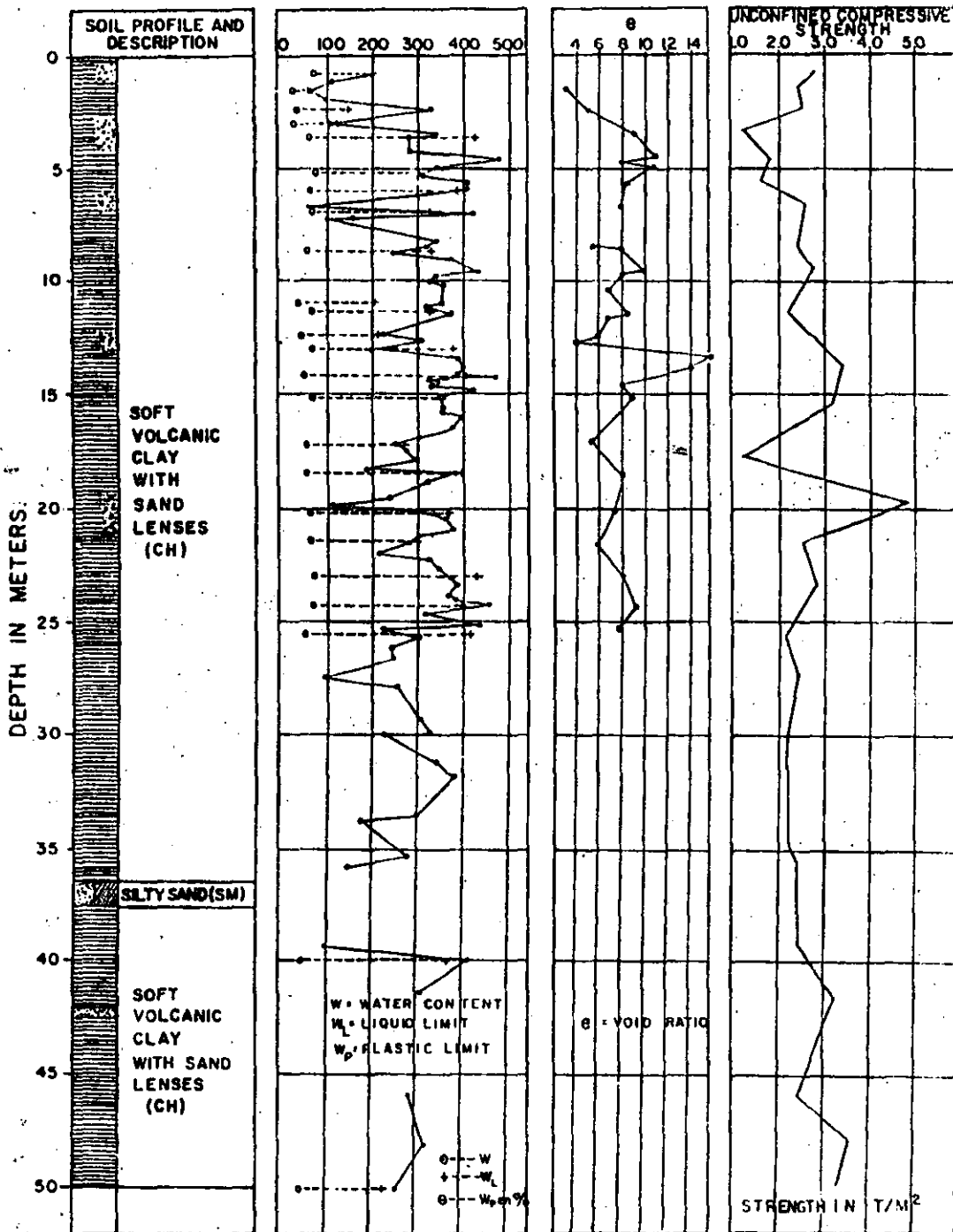


FIG. 1 - SOIL PROFILE AND RESULTS OF SOIL TESTS BEFORE CONSTRUCTION.

RICO, MORENO and GARCIA

Depth (m)	m_v (cm ² /Kg)	p (Kg/cm ²)	C_u (Kg/cm ²)	γ (T/m ³)	G
4.60	0.53	0.56	0.18	1.30	2.47
6.40	0.52	0.50	0.21	1.15	2.67
8.60	0.45	0.62	0.25	1.18	2.36
11.50	0.54	0.60	0.20	1.18	2.36
12.80	0.47	0.70	0.11	1.18	2.36
13.50	0.47	0.60	0.19	1.20	2.35
16.00	0.41	0.56	0.10	1.25	2.35
24.00	0.44	0.54	0.14	1.15	2.31
27.00	0.27	0.80	0.16	1.15	2.30
29.60	0.37	0.64	0.18	1.16	2.35
35.60	0.12	1.51	0.24	1.19	2.40
41.70	0.14	1.48	0.32	1.17	2.33
46.20	0.20	1.16	0.36	1.14	2.33

m_v - Maximum Values of the Coefficient of volume compressibility.

γ - Unit weight.

p - Maximum consolidation pressure.

G - Density of solids.

C_u - Cohesion on unconfined triaxial test.

TABLE 1.- MECHANIC PROPERTIES OF THE SOILS

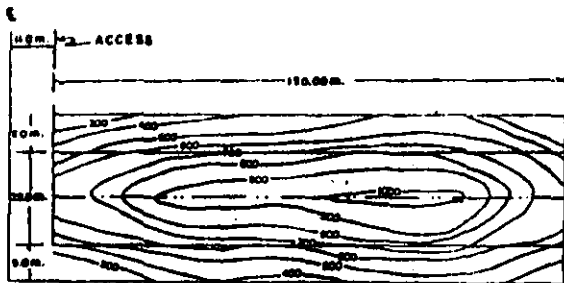
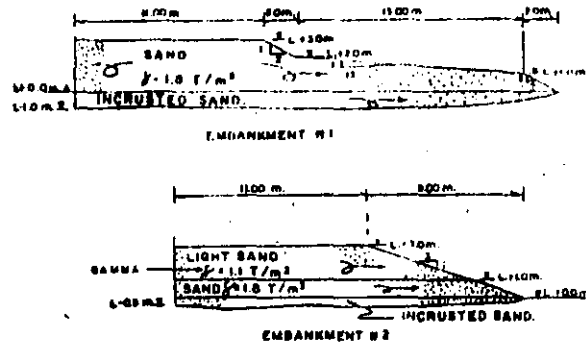
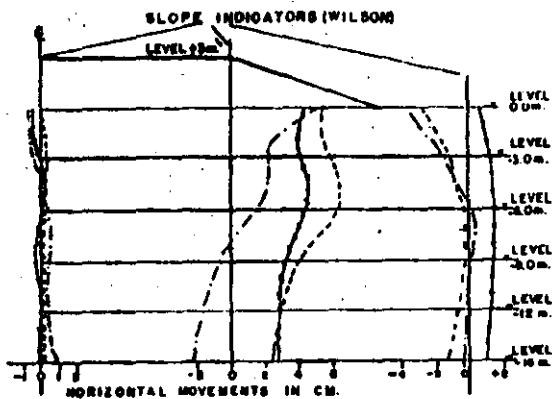


FIG. 2. GEOMETRIC SECTIONS OF THE RIGHT HALF OF THE TEST EMBANKMENTS.



NOTE: THE LEVEL +0.0m. IS THE NATURAL GROUND LEVEL AND ALSO THE WATER TABLE LEVEL.

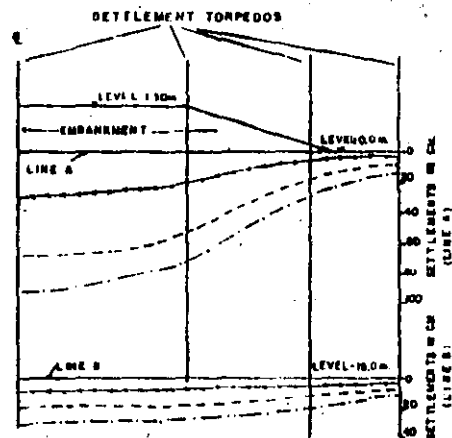
FIG. 3. SETTLEMENTS (IN M.M.) FROM JANUARY 3rd 1966 TO NOVEMBER 8th, 1968 IN EMBANKMENT # 2



NOTES:

- INITIAL POSITION OF THE SLOPE INDICATORS (JANUARY 1966)
- - - POSITION 3 MONTHS LATER (APRIL 1966)
- - - 18 (APRIL 1967)
- - - 30 (JULY 1968)

FIG. 4.- DATA FROM SLOPE INDICATORS IN EMBANKMENT # 2.



NOTES:

- INITIAL POSITION OF LINE (JANUARY 1966)
- - - POSITION OF LINE 3 MONTHS LATER (APRIL 1966)
- - - 18 (APRIL 1967)
- - - 30 (JULY 1968)

FIG. 5.- DATA FROM SETTLEMENT TORPEDOS IN EMBANKMENT # 2.

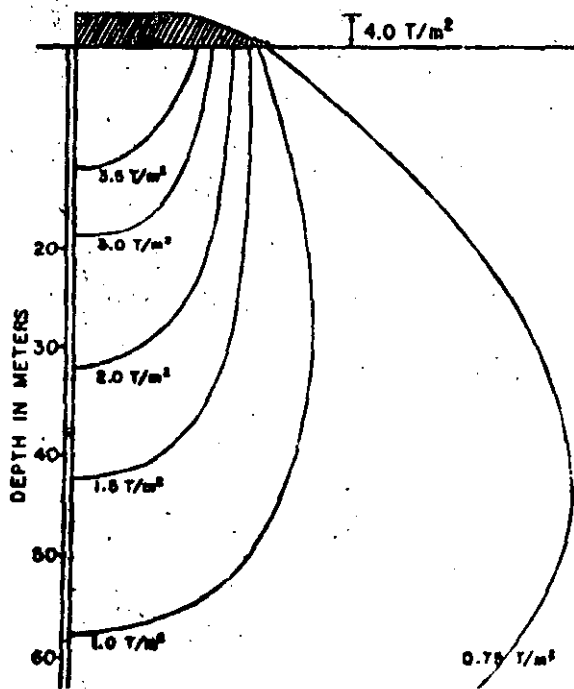
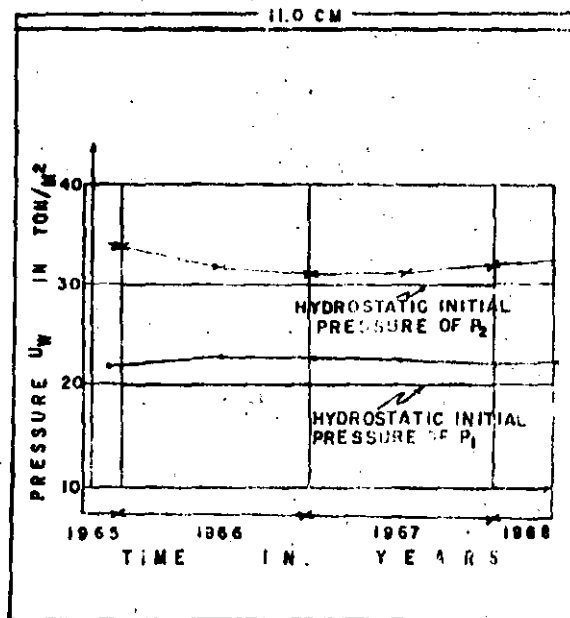


FIG. 6.- THEORETICAL STRESS DISTRIBUTION UNDER EMBANKMENT # 2.



- PIEZOMETER PLACED AT A DEPTH OF 20.00m (P_1)
- PIEZOMETER PLACED AT A DEPTH OF 30.00m (P_2)

FIG. 7.- PIEZOMETRIC MEASURES - (PNEUMATIC PIEZOMETERS)

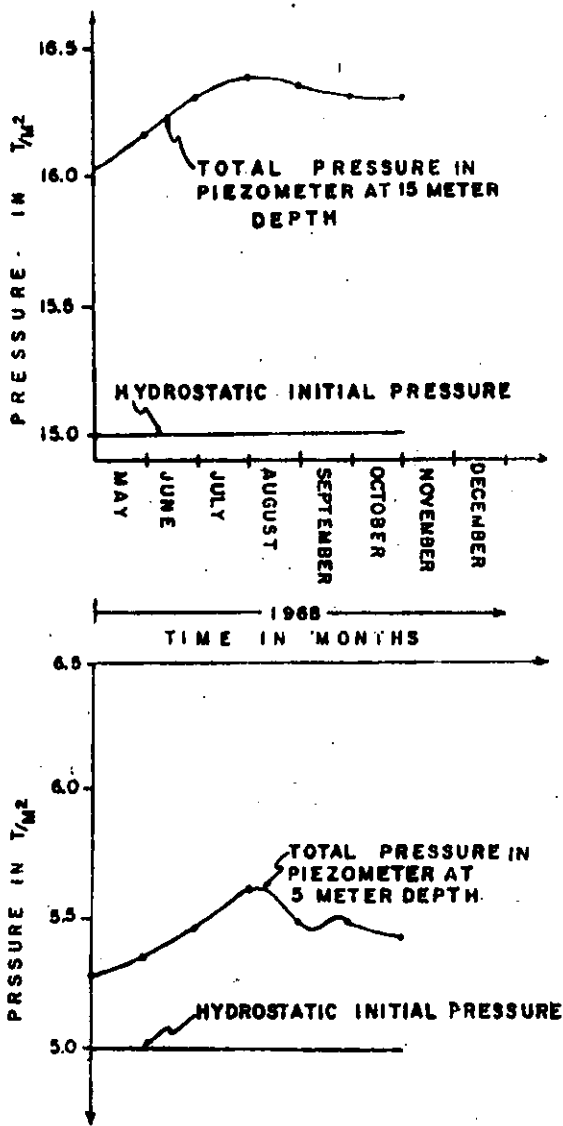
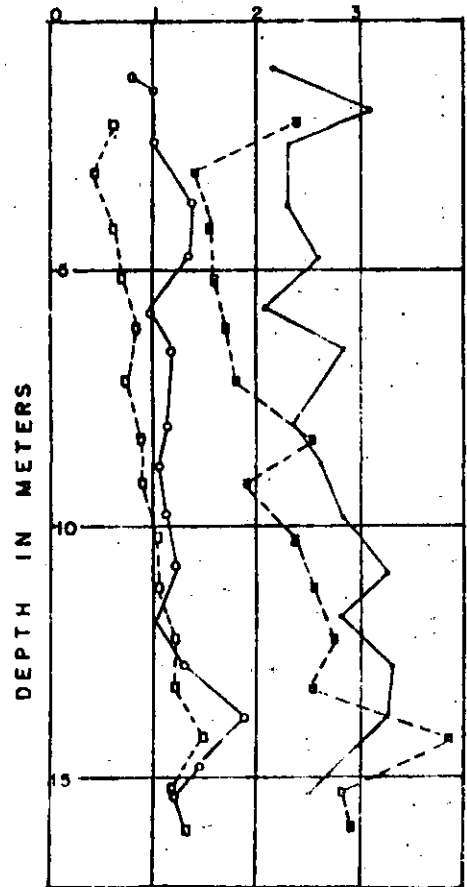


FIG. 8.- PIEZOMETRIC MEASURES - (CASAGRANDE PIEZOMETERS)

SHEARING STRENGTH σ TON/m^2



- TEST PERFORMED UNDER EMBANKMENT N°2 IN THE UNALTERED SOIL.
- TEST PERFORMED AT 150 M. FROM THE EMBANKMENT CENTER LINE IN THE UNALTERED NATURAL SOIL.
- △— TEST PERFORMED UNDER EMBANKMENT N°2 IN THE REMOLDED SOIL
- ◇- TEST PERFORMED AT 150 M. FROM THE EMBANKMENT CENTER LINE IN THE REMOLDED NATURAL SOIL

FIG. 9.- DATA FROM VANE SHEAR TEST

EMBANKMENTS ON TEXCOCO LAKE

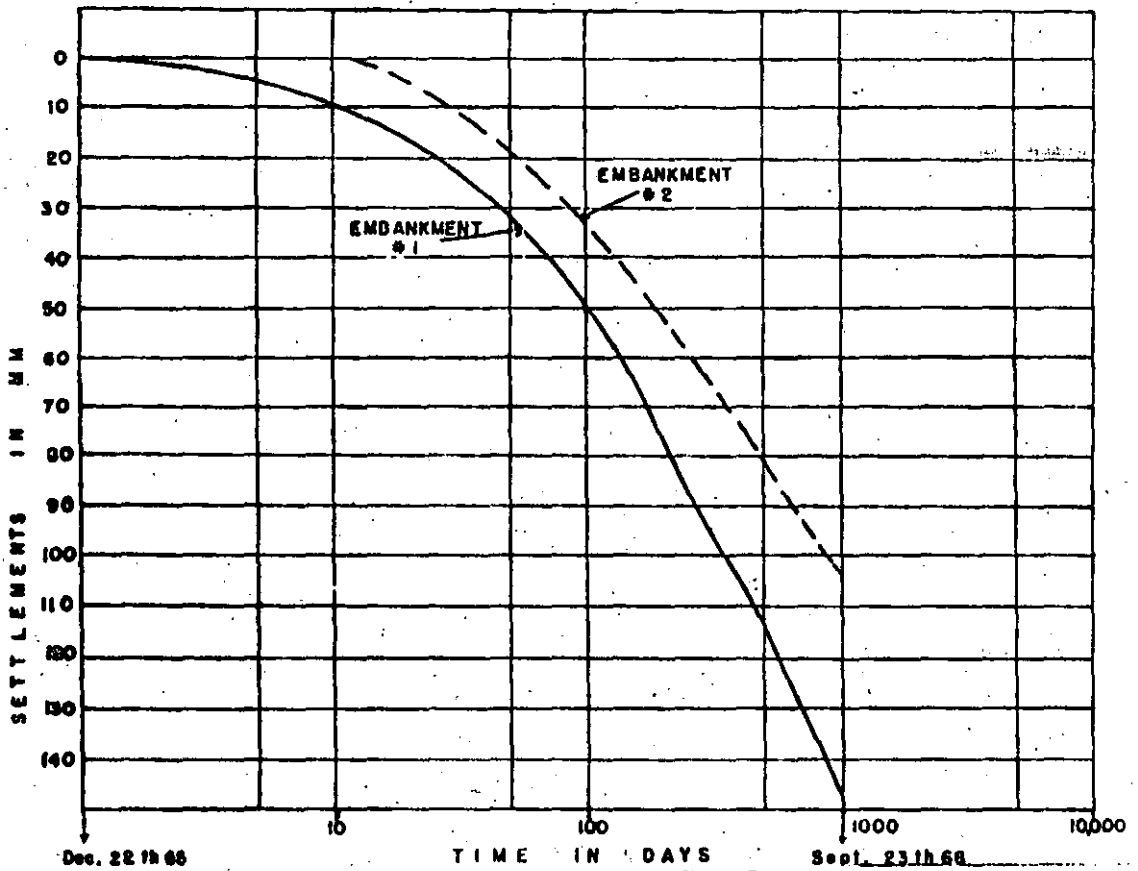


FIG. 10.- EMBANKMENT CONSOLIDATION

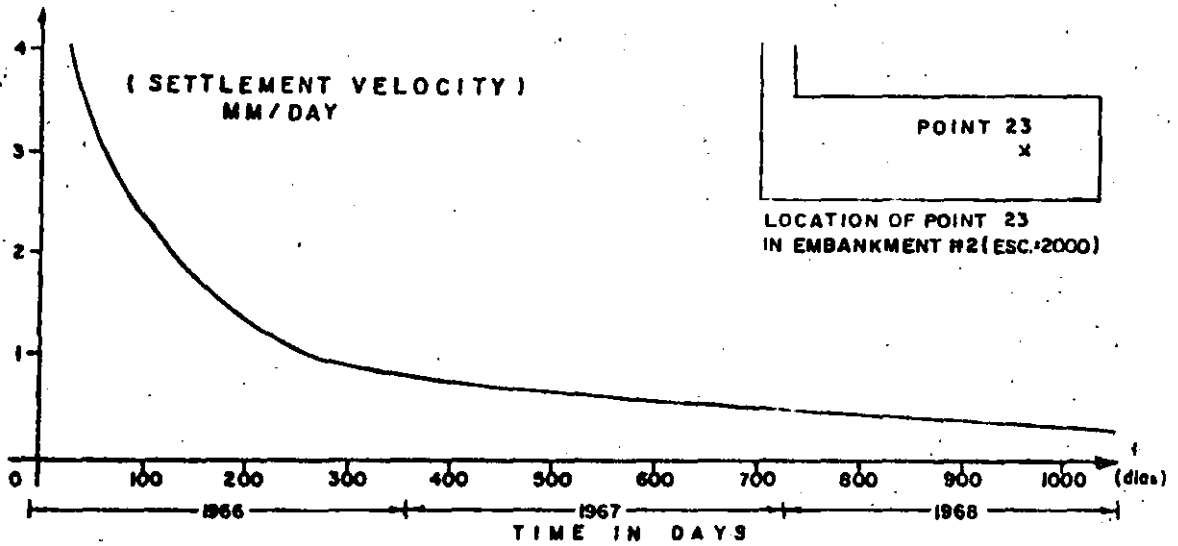


FIG. 11.- GRAPHIC OF SETTLEMENT VELOCITY VERSUS TIME OF THE MAXIMUM SETTLEMENT POINT IN EMBANKMENT # 2.

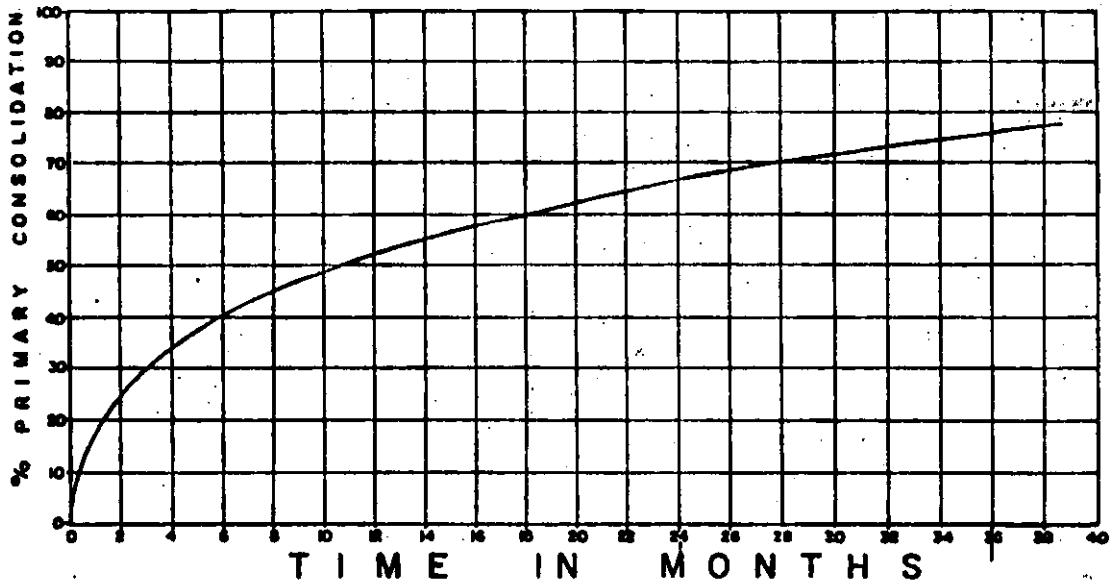
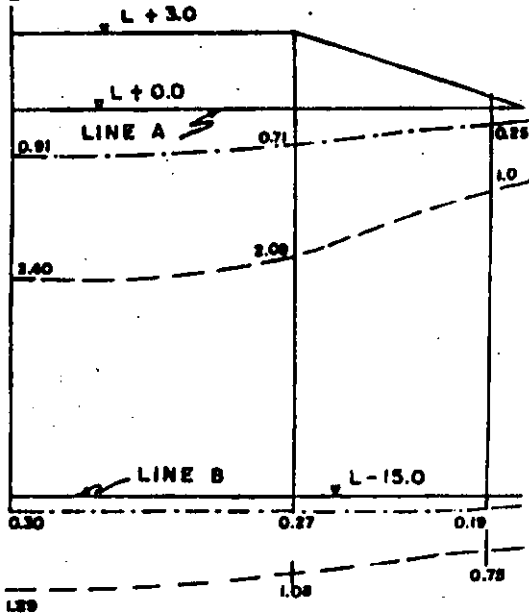


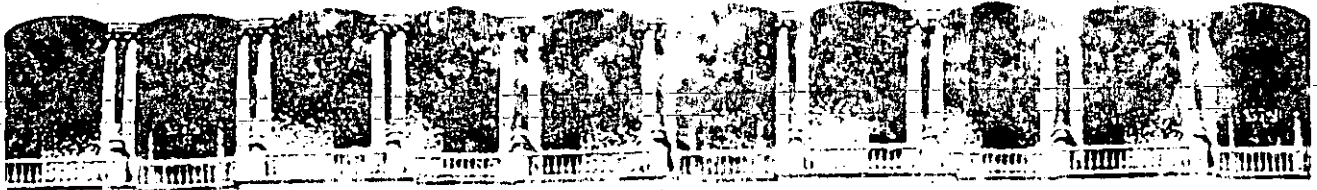
FIG. 12.- VARIATION OF THE SETTLEMENTS VERSUS TIME, CONSIDERING THE EFFECT OF PRIMARY CONSOLIDATION FOR LOAD INCREMENTS LOWER THAN 5 TON/M^2 .



Reference 1.- Marsal R. J., Masari M. September 1959 "El Subsuelo de la Ciudad de México" Eng. Inst. U.N.A.M.

NOTES:
 - - - - - SETTLEMENTS AT 30 MONTHS (JULY 1968)
 - - - - - THEORETICAL SETTLEMENTS

DIMENSIONS IN METERS
 FIG. 13.- COMPARISON BETWEEN THE ACTUAL AND THE TOTAL THEORETICAL SETTLEMENTS.



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

CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

INSTRUMENTACION DE CAMPO

AUTORES:

**M. EN I. ALFONSO RICO RODRIGUEZ
ING. HERMILO DEL CASTILLO**

EXPOSITORES:

M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

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 consideran 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 condicionarían 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 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 dedicarse cuidadosamente en su utilización, no cayendo nunca en casos de interpretación difícil, por falta de información geotécnica general previa, ni en una extensiva 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 ademes también figuran entre aquellos en 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.

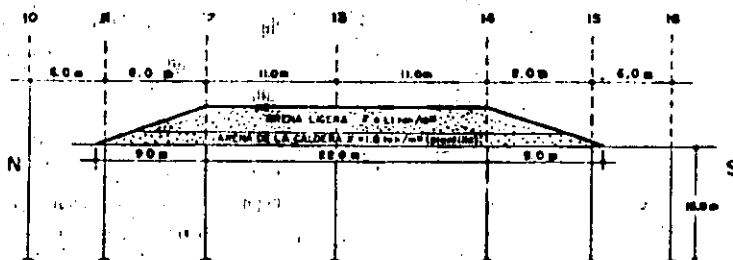
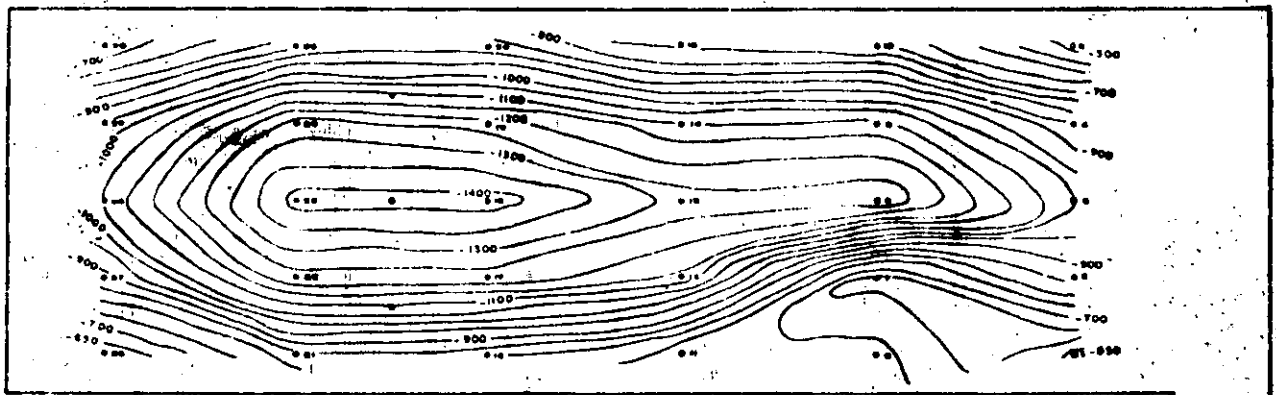


Figura XIII-1. Curvas de igual asentamiento en un terraplén sobre terreno blando. Terraplén de prueba sobre el Lago de Texcoco.

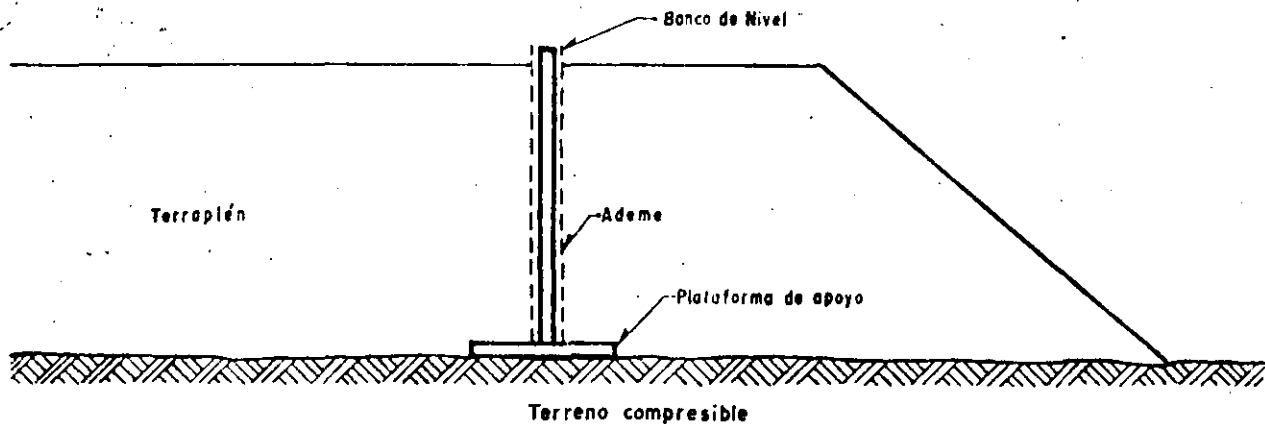


Figura XIII-2. Un banco de nivel para control de asentamientos por nivelación superficial.

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 responde 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 ademarse 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

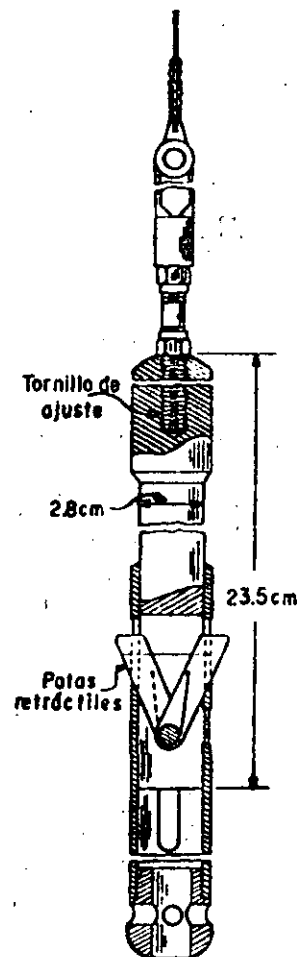


Figura XIII-3. El torpedo para medir asentamientos (Ref. 1).

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 torpedo (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 ΔH ; correspondientemente, el líquido en la escala T sólo subirá hasta la altura T_2 , siendo la diferencia

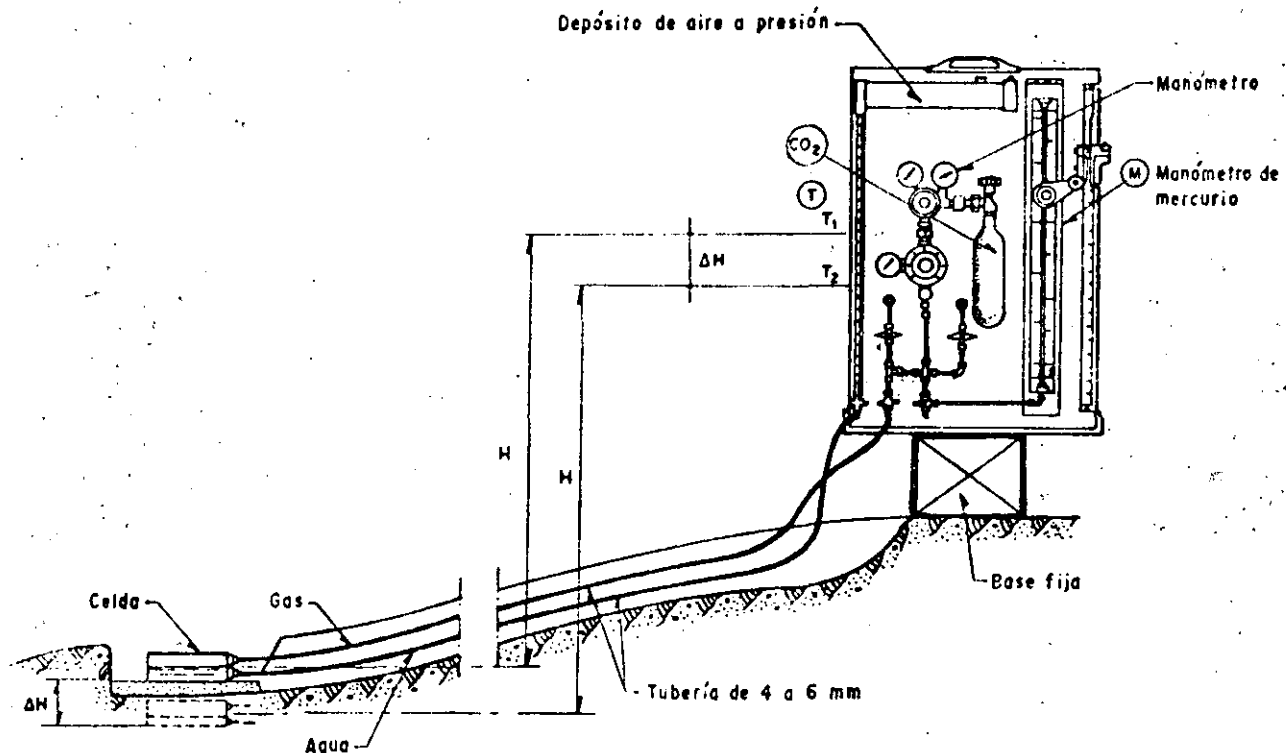


Figura XIII-4. Medidor francés de asentamientos (Ref. 4).

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 establezca 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 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

Cuando 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. Inclinómetros

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 importación 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.

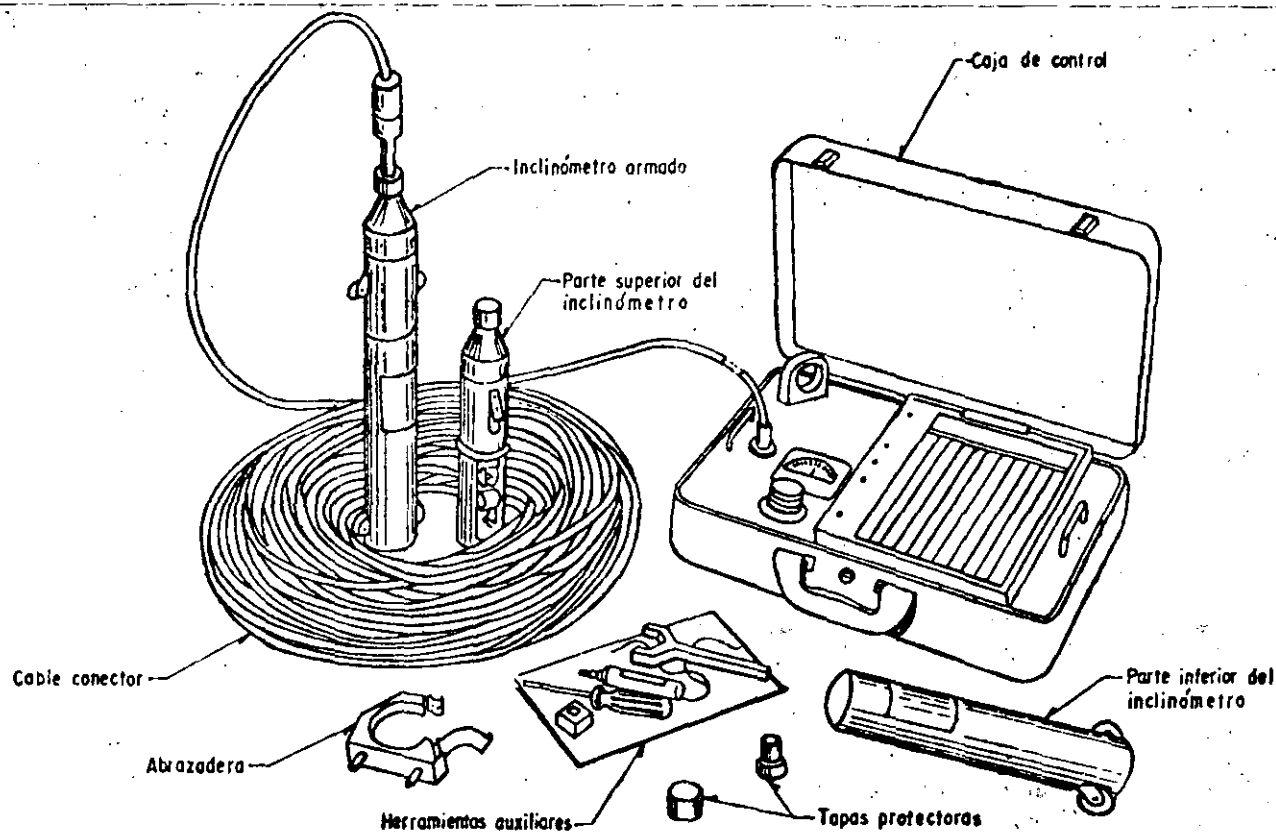


Figura XIII-5. Inclinómetro completo.

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

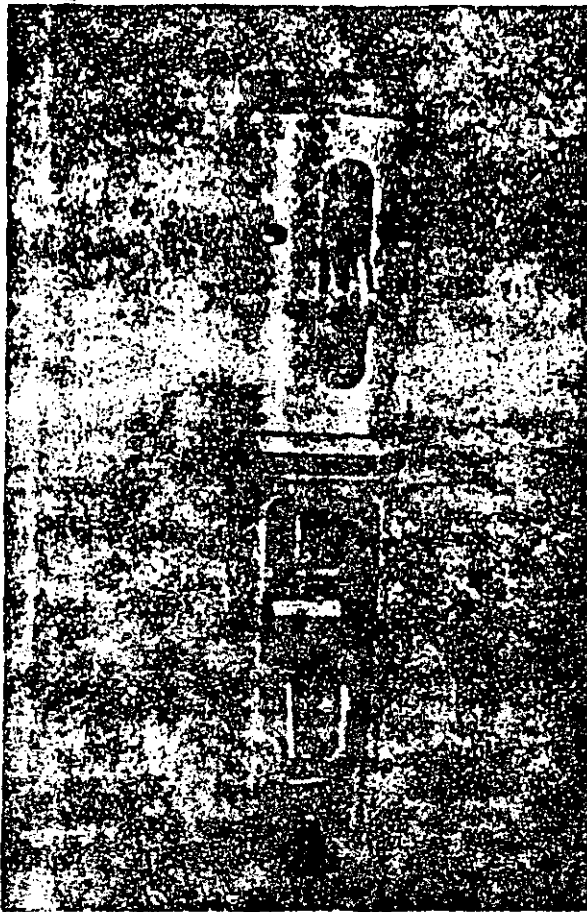
delicado en el diseño del dispositivo y algunos autores (Ver por ejemplo la Ref. 4) han señalado que el material utilizado por Wilson en sus diseños comerciales es demasiado rígido; la experiencia mexicana a este respecto es, sin embargo, satisfactoria.

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

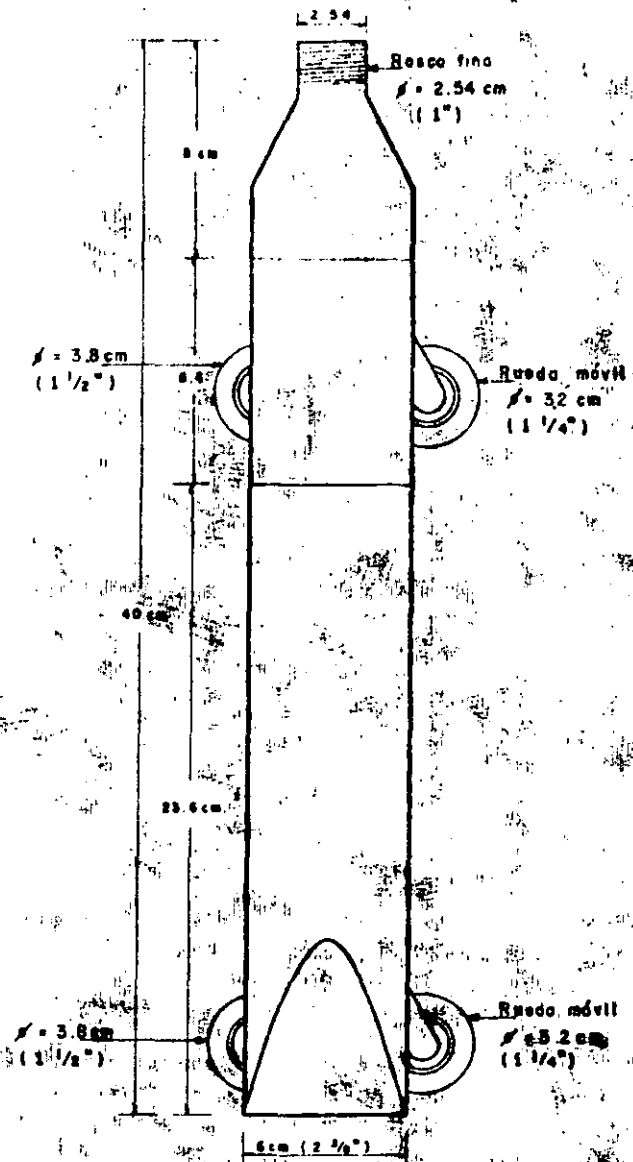


Figura XIII-6. Croquis del inclinómetro armado.

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. Estas

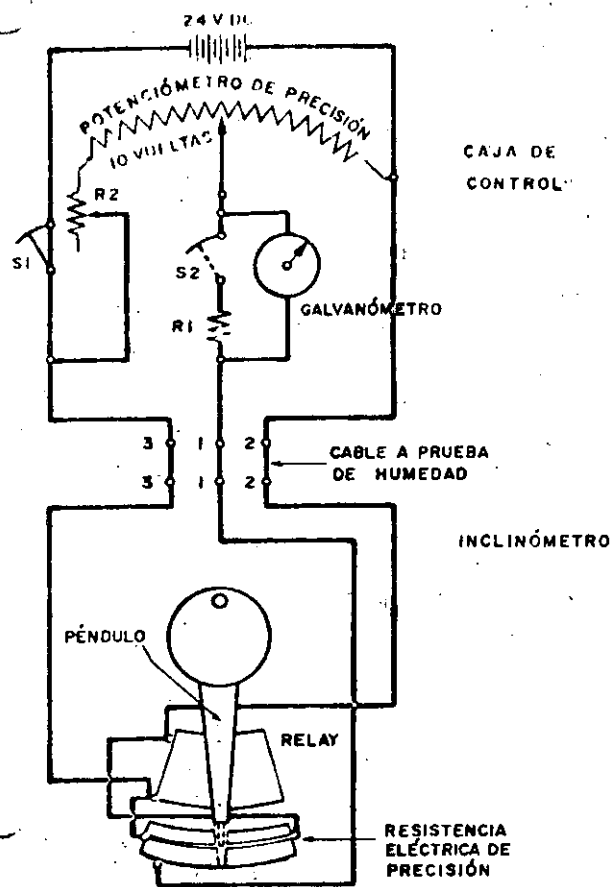


Figura XIII-7. Diagrama eléctrico del inclinómetro conectado con la caja de control.

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 puenteado 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 corrigen automáticamente efectos de temperatura y se verifican 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 rellenando 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-

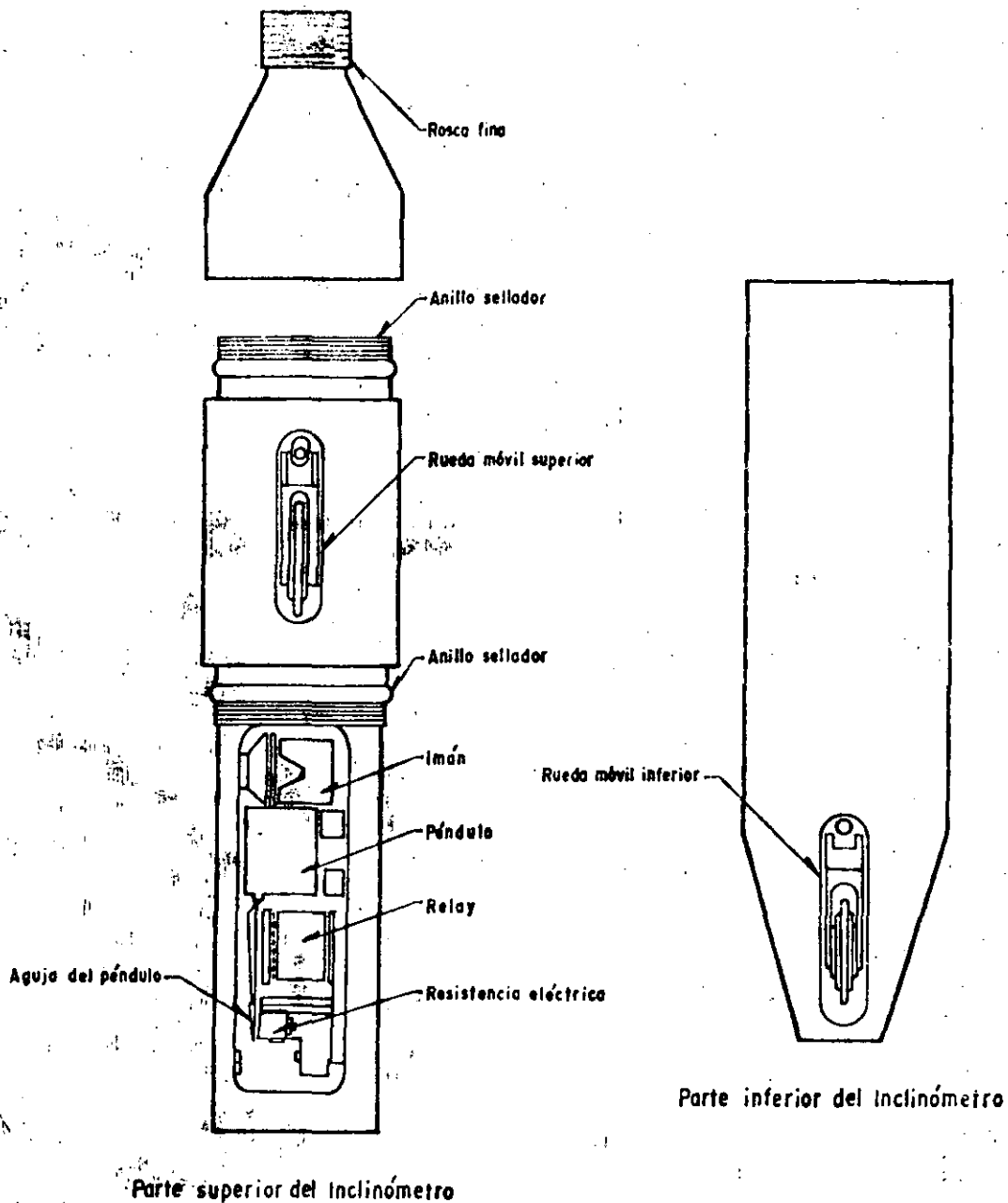


Figura XIII-8. Unidad sensible del Inclinómetro Wilson.

tratos 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 trípode 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-

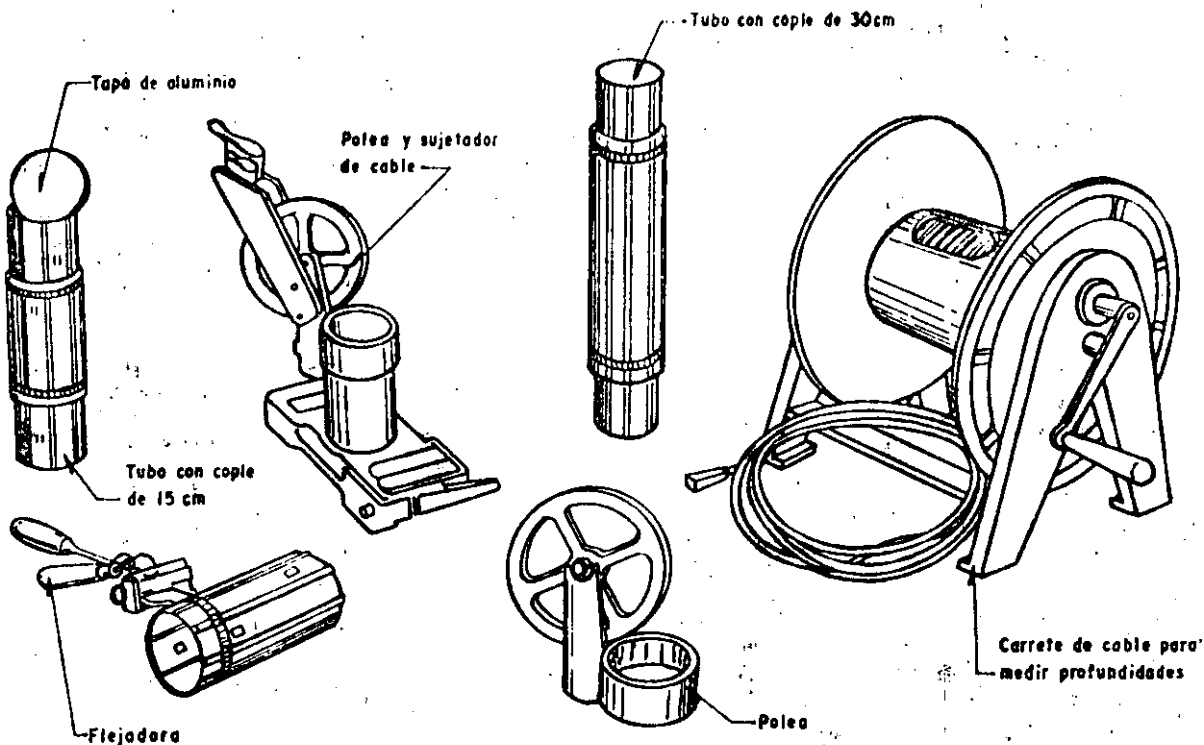


Figura XIII-9. Equipo auxiliar para descenso del inclinómetro. (Tubería de aluminio, carrete y herramientas).

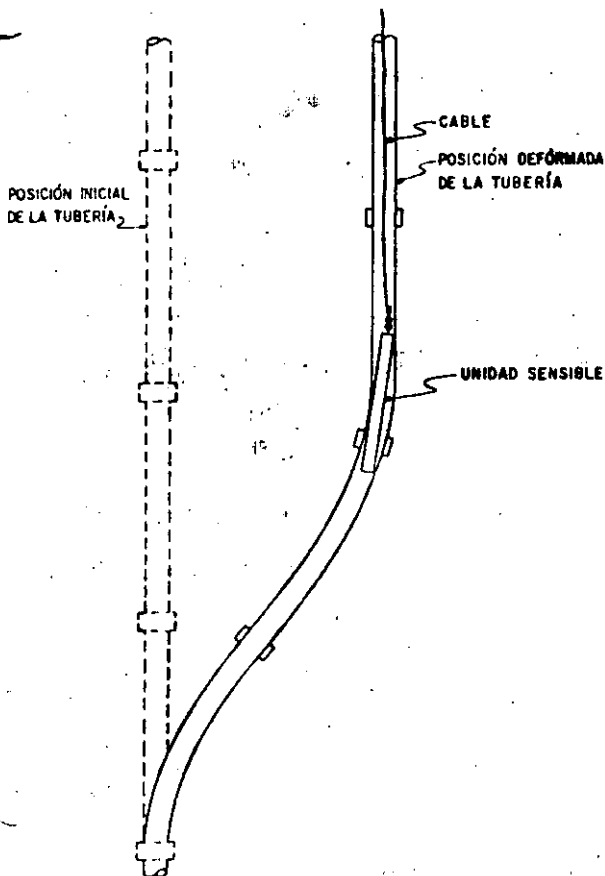
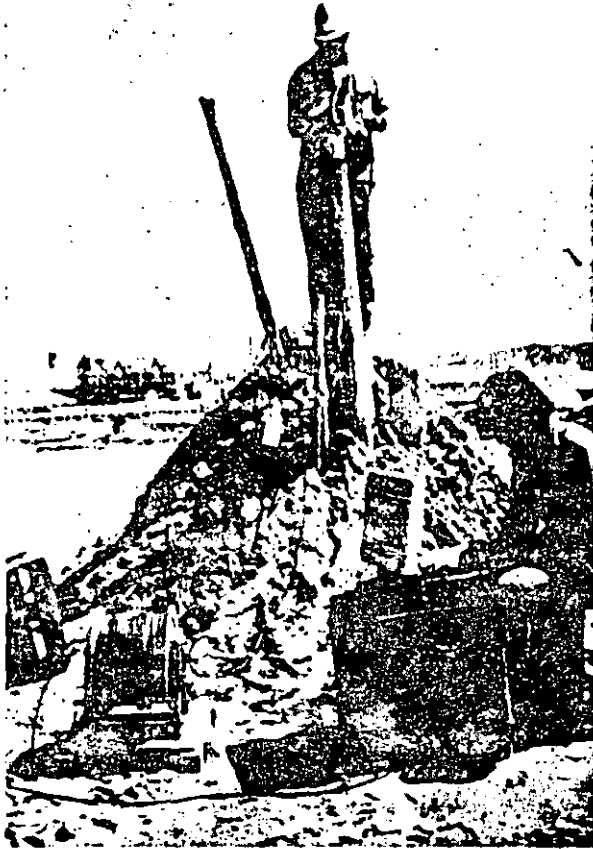


Figura XIII-10. Deformación del conjunto de un inclinómetro.

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.

6. Medición del estado de presiones en el agua

En los problemas relacionados con la colocación de terrapienes 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

1.1

mismo; 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.

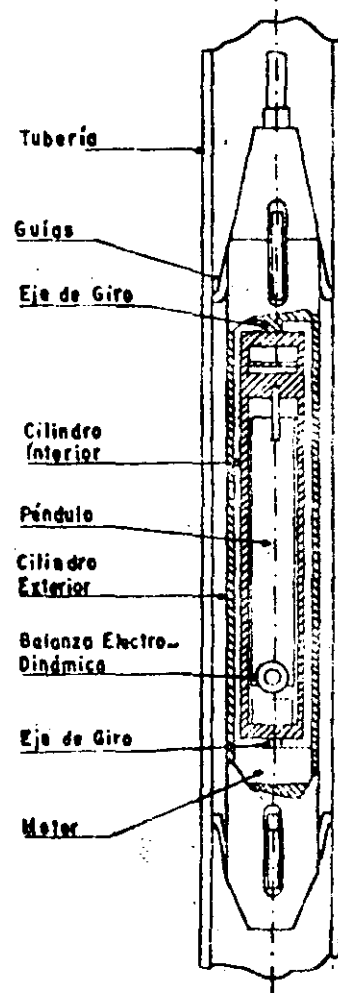


Figura XIII-11. Inclinómetro tipo Geosconsult (Ref. 20).

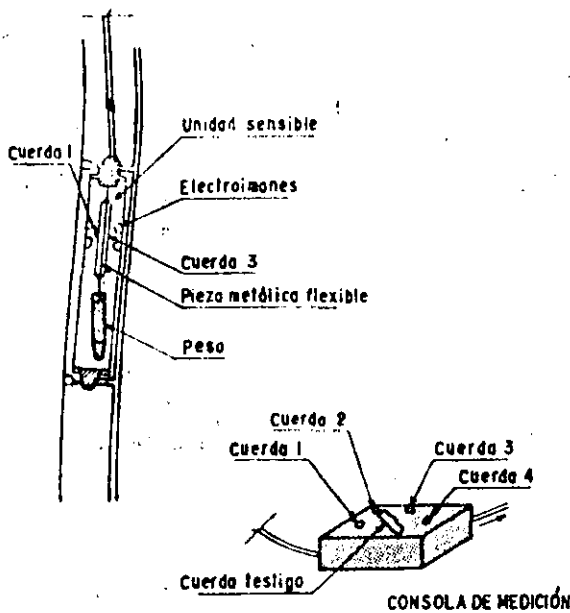


Figura XIII-12. Inclínometro de cuerdas vibrantes (Telemac, Ref. 20).

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

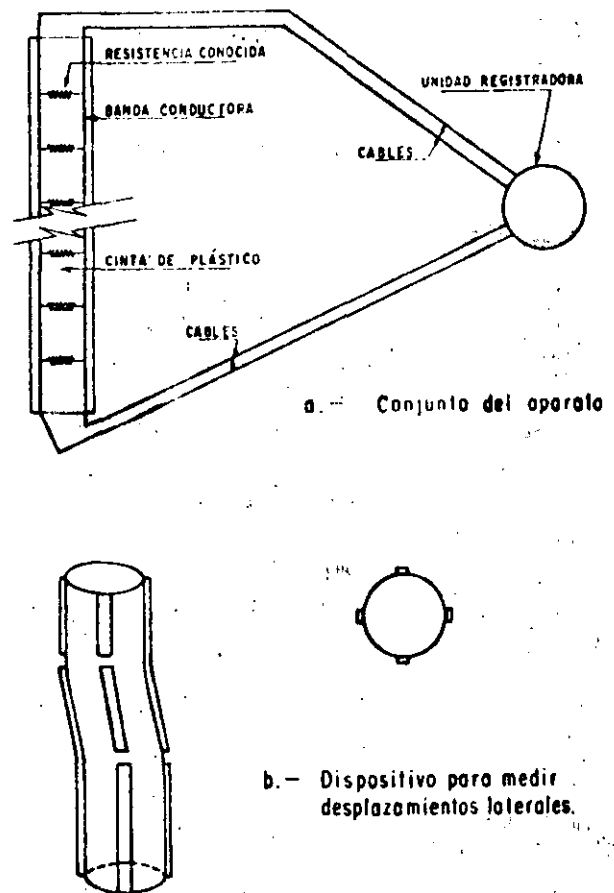


Figura XIII-13. Cinta detectora de fallas.

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).

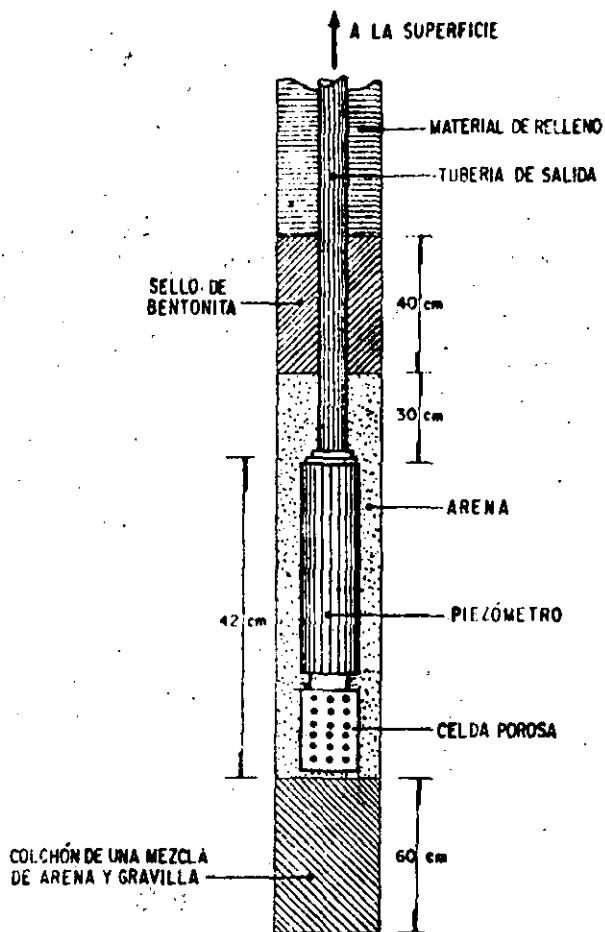


Figura XIII-14. Piezómetro abierto tipo Casagrande.

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 taquete 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.

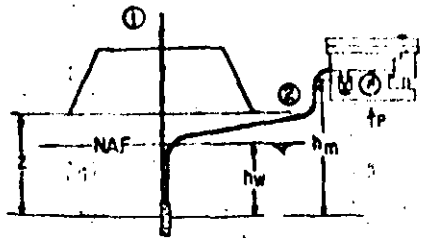
Hvorslev (Ref. 15) ha señalado varios inconvenientes serios del piezómetro abierto. El más importante es, sin duda, el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, motivado por la necesidad de que un volumen relativamente 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 electrofísicos 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

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:

$$u = p + h_w \gamma_w \quad (13-1)$$

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-

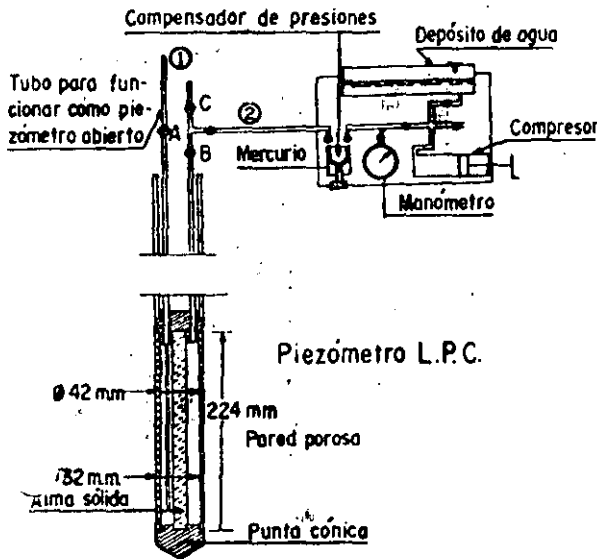


Figura XIII-15. Piezómetro L.P.C. (Ref. 4).

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_w la diferencia de alturas

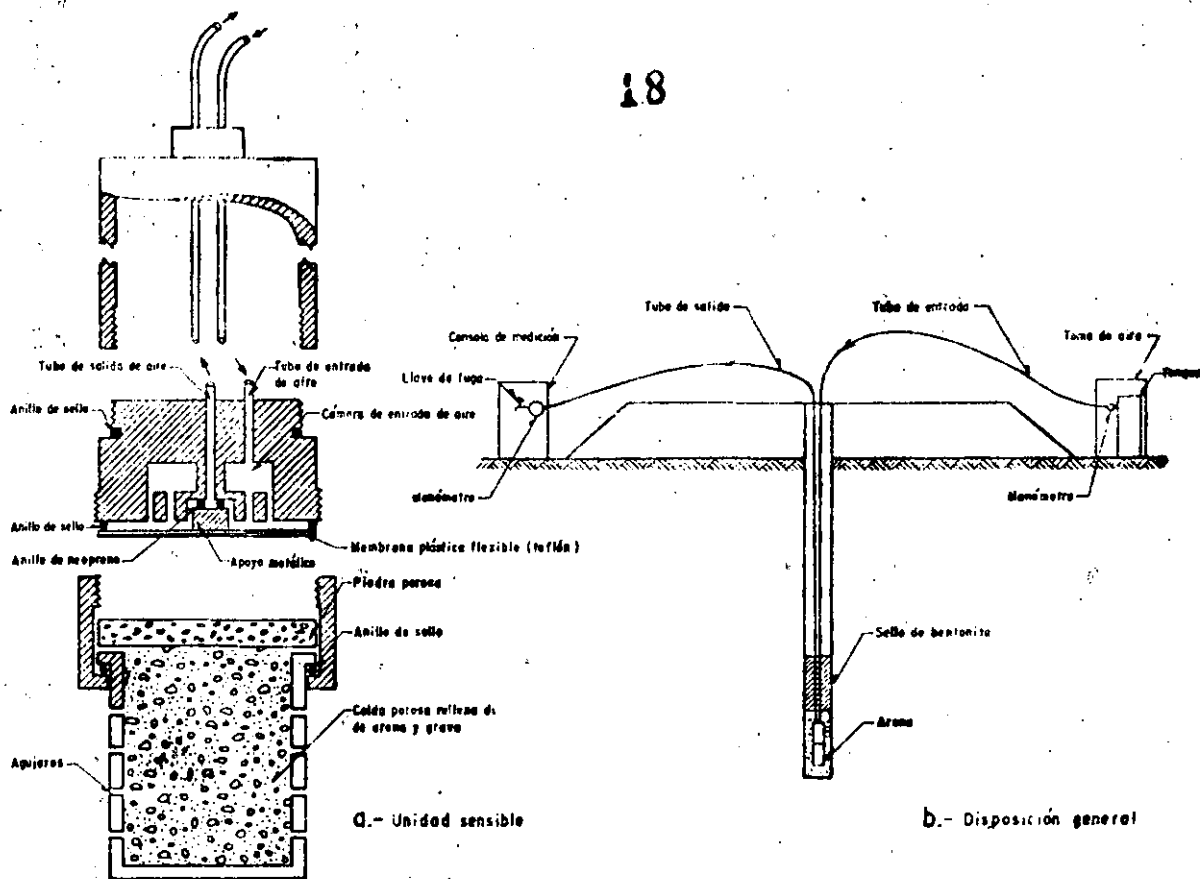


Figura XIII-16. Piezómetro cerrado tipo neumático.

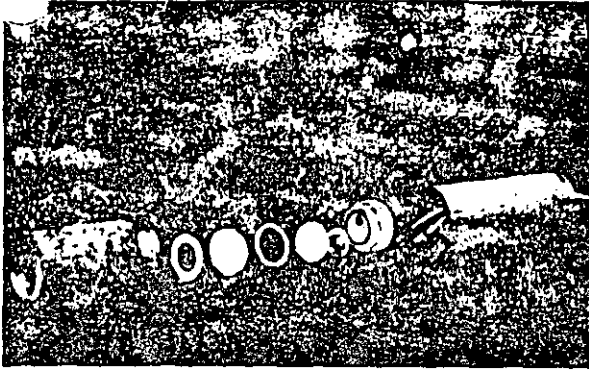
cir al mínimo los retardamientos, la influencia del aparato en el ambiente exterior y los errores de medición. La unidad sensible se instala en la misma forma que se esquematizó en el piezómetro abierto en la Fig. XIII-14.

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-

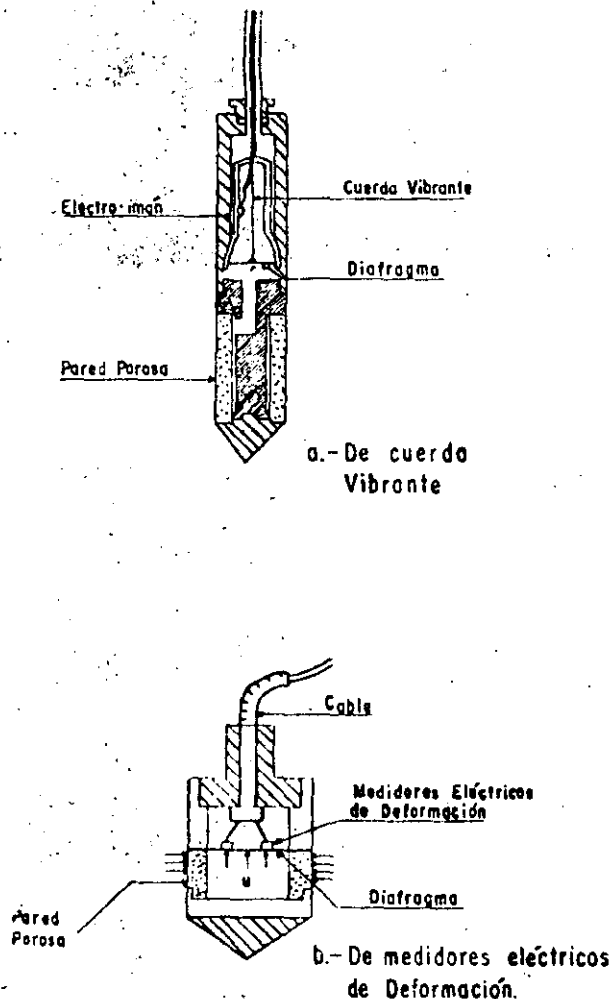
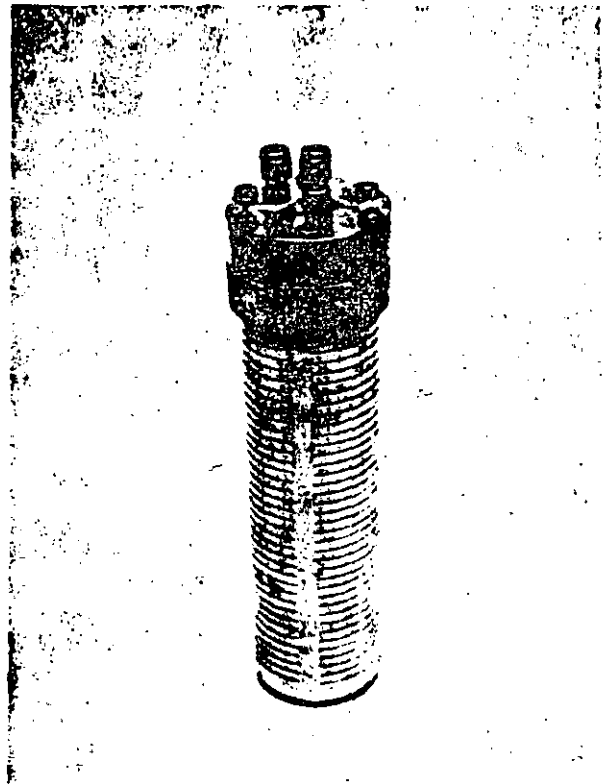


Figura XIII-17. Piezómetros eléctricos.



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 físico-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.

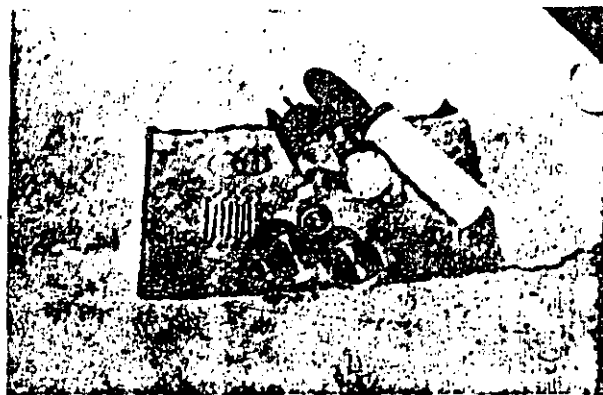
Otros modelos europeos de piezómetros se mencionan en la Ref. 20.

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 auto-bloqueo, 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 interstratificadas, deberá tenerse especial cuidado en que las unidades sensibles de los aparatos que se han ubicado 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 del caso particular, pero en general conviene un aparato de respuesta rápida y muy resistentes a la acción de aguas salobres y contaminadas.

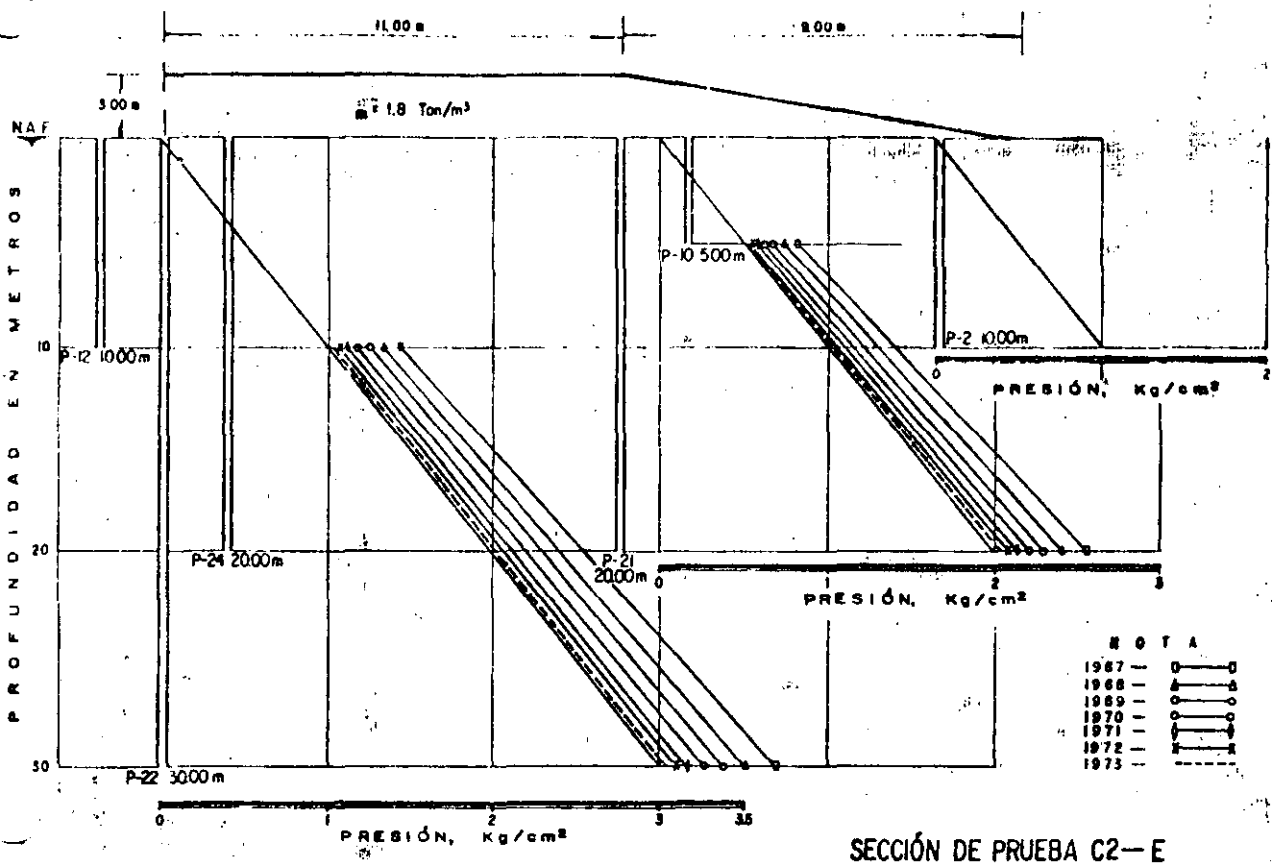


Figura XIII-18. Datos piezométricos bajo un terraplén construido sobre suelos blandos.

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 resisten-

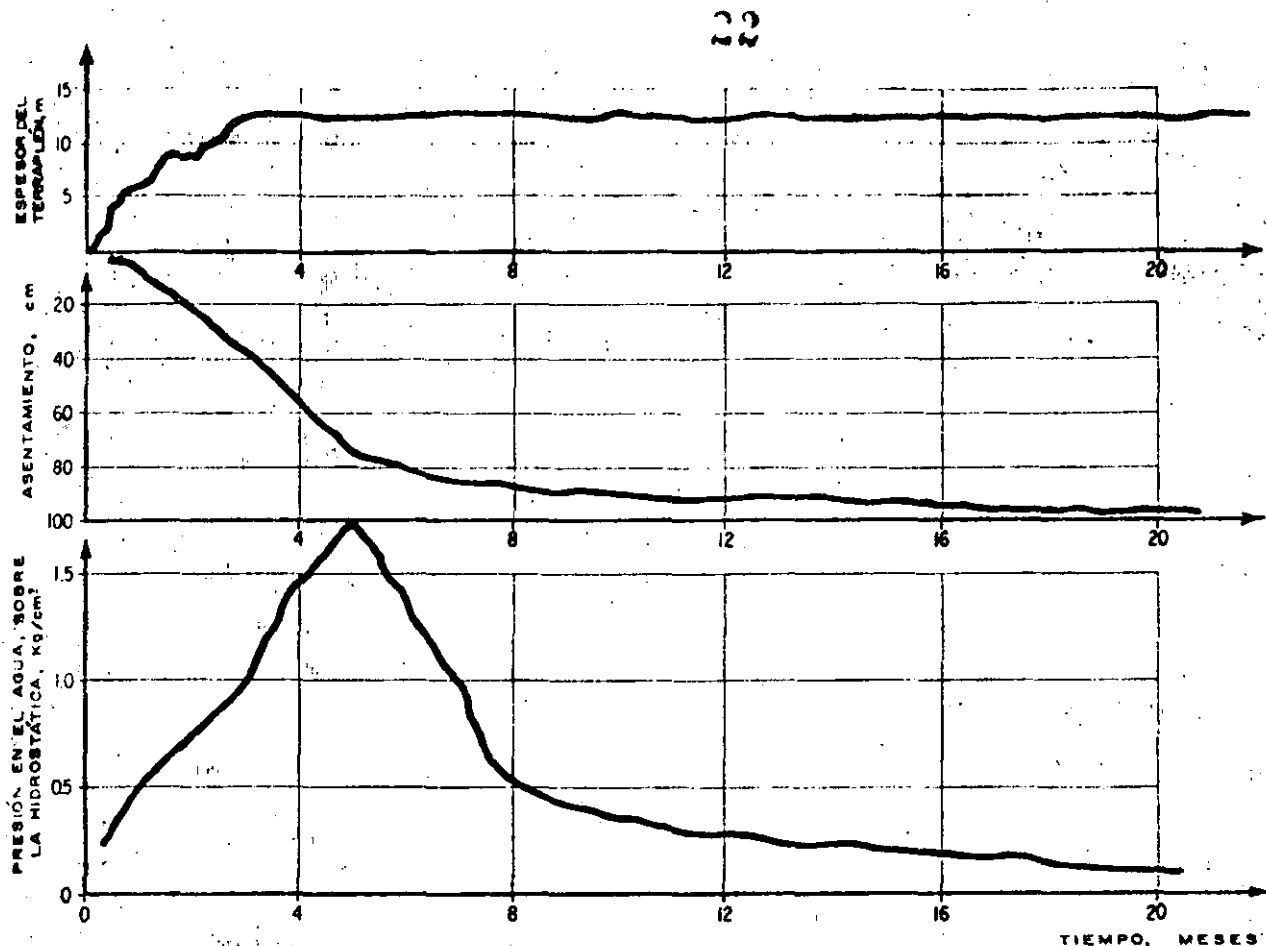


Figura XIII-19. Comparación entre la colocación de la carga, el asentamiento y la evolución de las lecturas piezométricas en el terraplén de acceso a un paso a desnivel.

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-

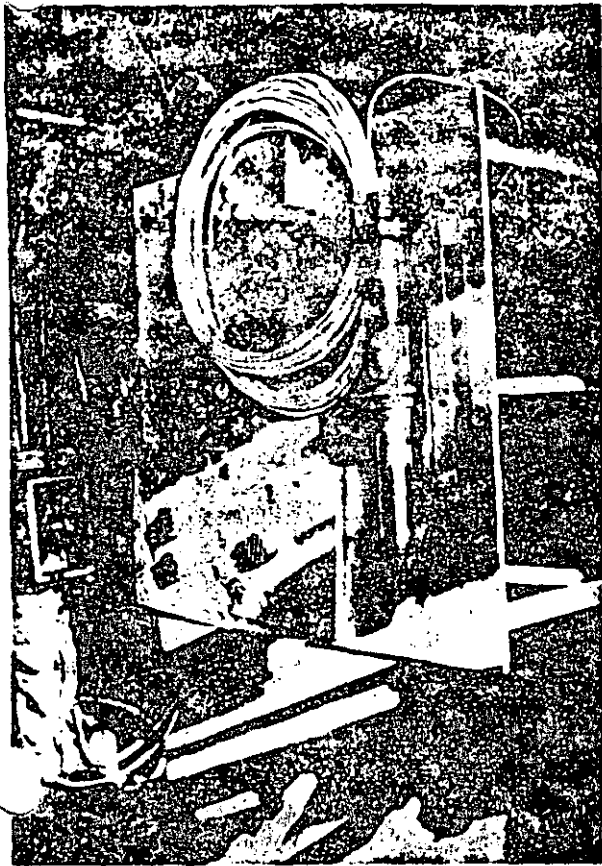
bién de agua que llega hasta un manómetro. El aparato trabaja por lectura directa, que hace el manómetro, de la presión que se genera en el interior de la celda.

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 Gotal, 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.

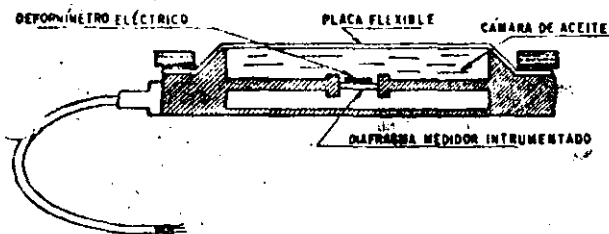
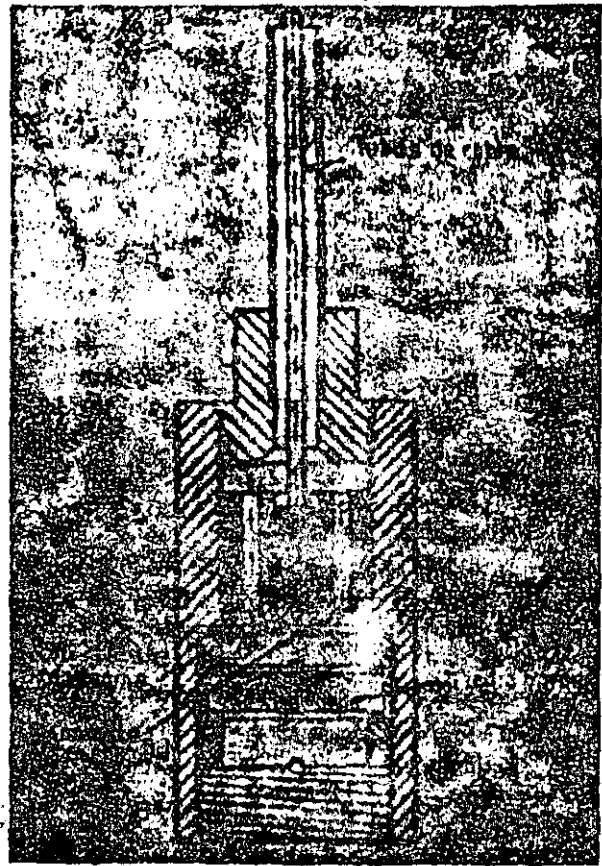


Figura XIII-20. Celda medidora de presión.



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.

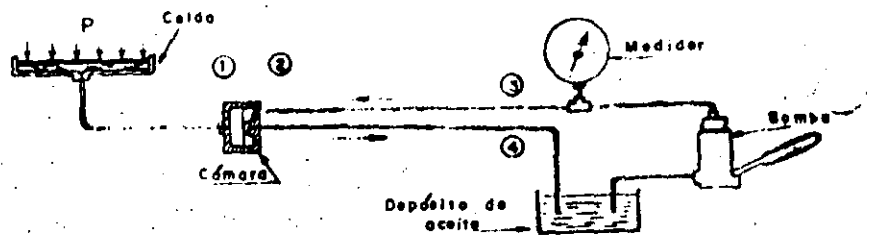


Figura XIII-21. Celda de presión hidráulica a contrapresión (Ref. 4).

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:

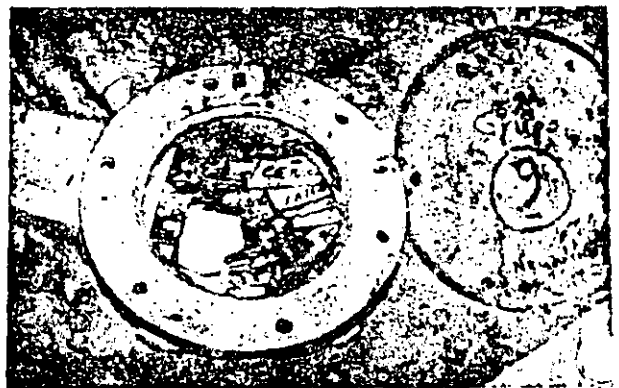
- Verificar el comportamiento de las estructuras durante la construcción para comprobar las hipótesis de diseño y la evolución prevista del factor de seguridad. Este objetivo es básico en presas y puede parecer algo más sofisticado en relación a terraplenes de vías terrestres, pero debe recordarse que 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.

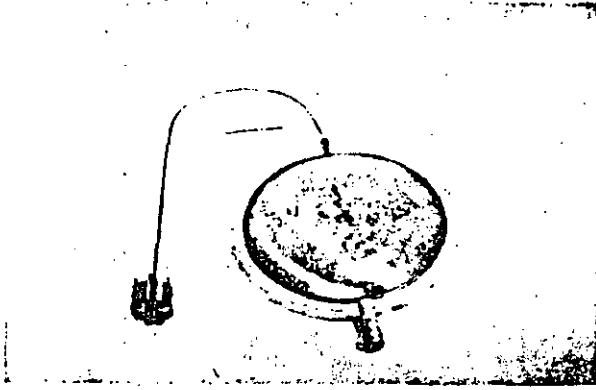
- Establecer claramente las condiciones cinemáticas de fallas pre-existentes a la acción del ingeniero o surgidas de ella, que ocurran en cortes y laderas naturales. La determinación de la forma de la superficie de falla, de la naturaleza, magnitud y variaciones estacionales de los movimientos, de los 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):

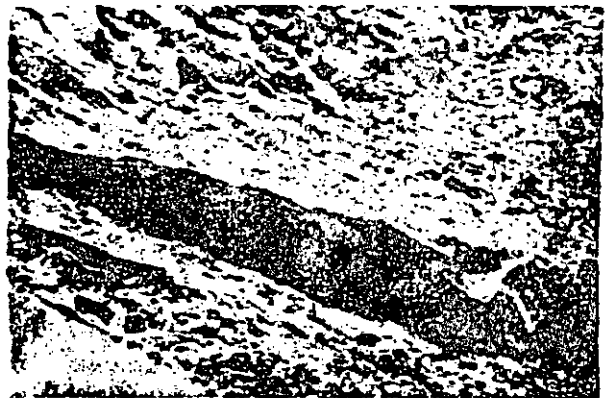
- Movimientos horizontales y verticales.
- Esfuerzos actuantes en la dirección vertical u horizontal.
- Presiones de poro y su evolución.
- Efectos de sismos, incluyendo tanto la acción del terremoto como la respuesta de la estructura tética.
- Características del flujo interno del agua.
- Medición de 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 (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-

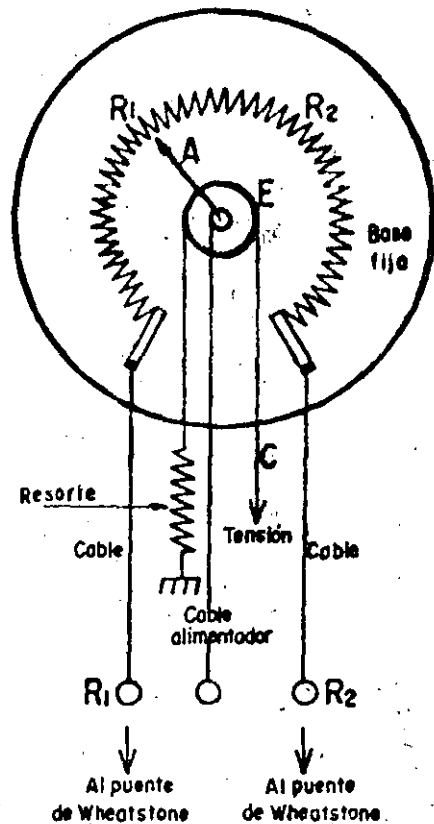
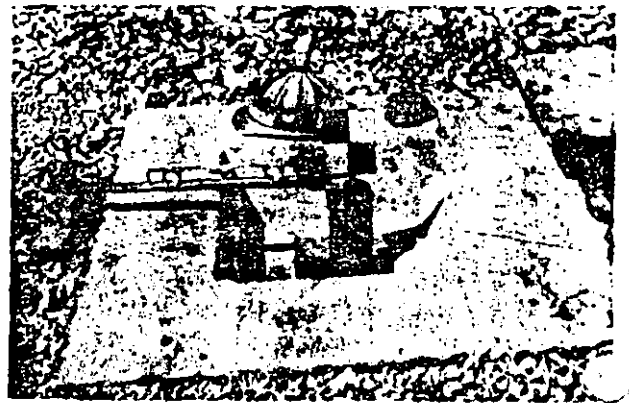


Figura XIII-22. Croquis de un potenciómetro utilizado para medir desplazamientos horizontales.

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 adernada 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

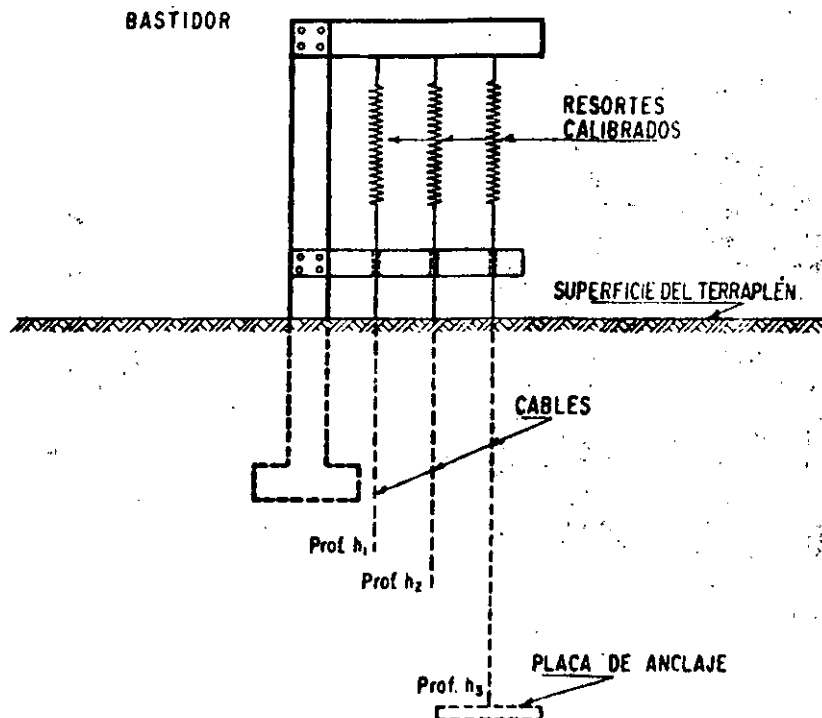


Figura XIII-23. Dispositivo para medir asentamientos relativos en una vertical en el interior de un terraplén (Ref. 24).

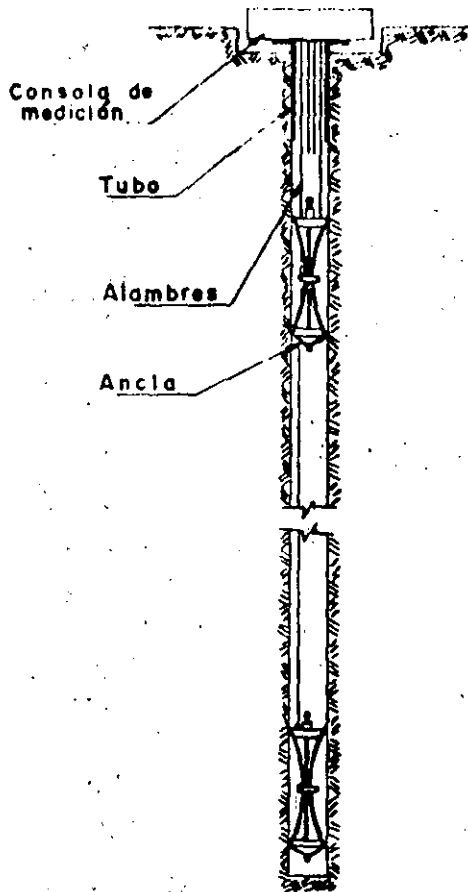
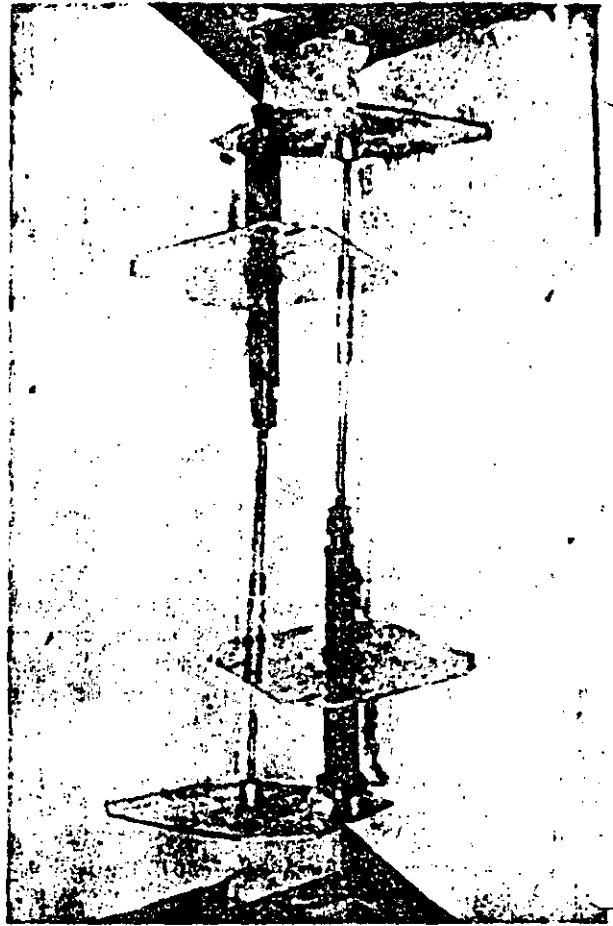


Figura XIII-24. Aparato para medir asentamientos en terraplenes (Ref. 24).

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 hincó 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-

conectados 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

que 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

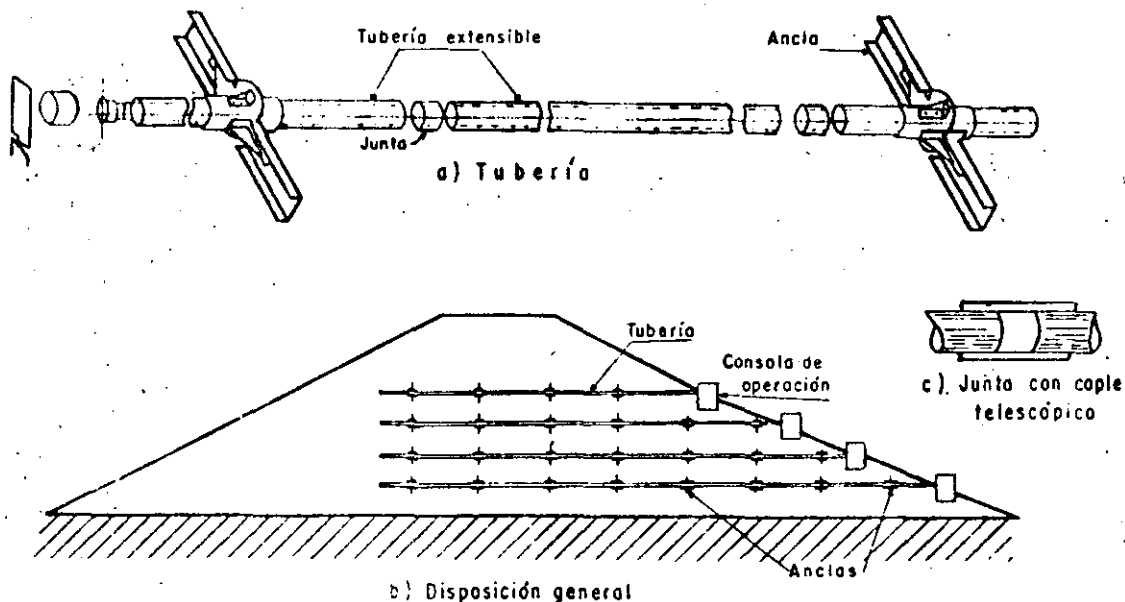


Figura XIII-25. Dispositivo para medición de movimientos horizontales en un terraplén.

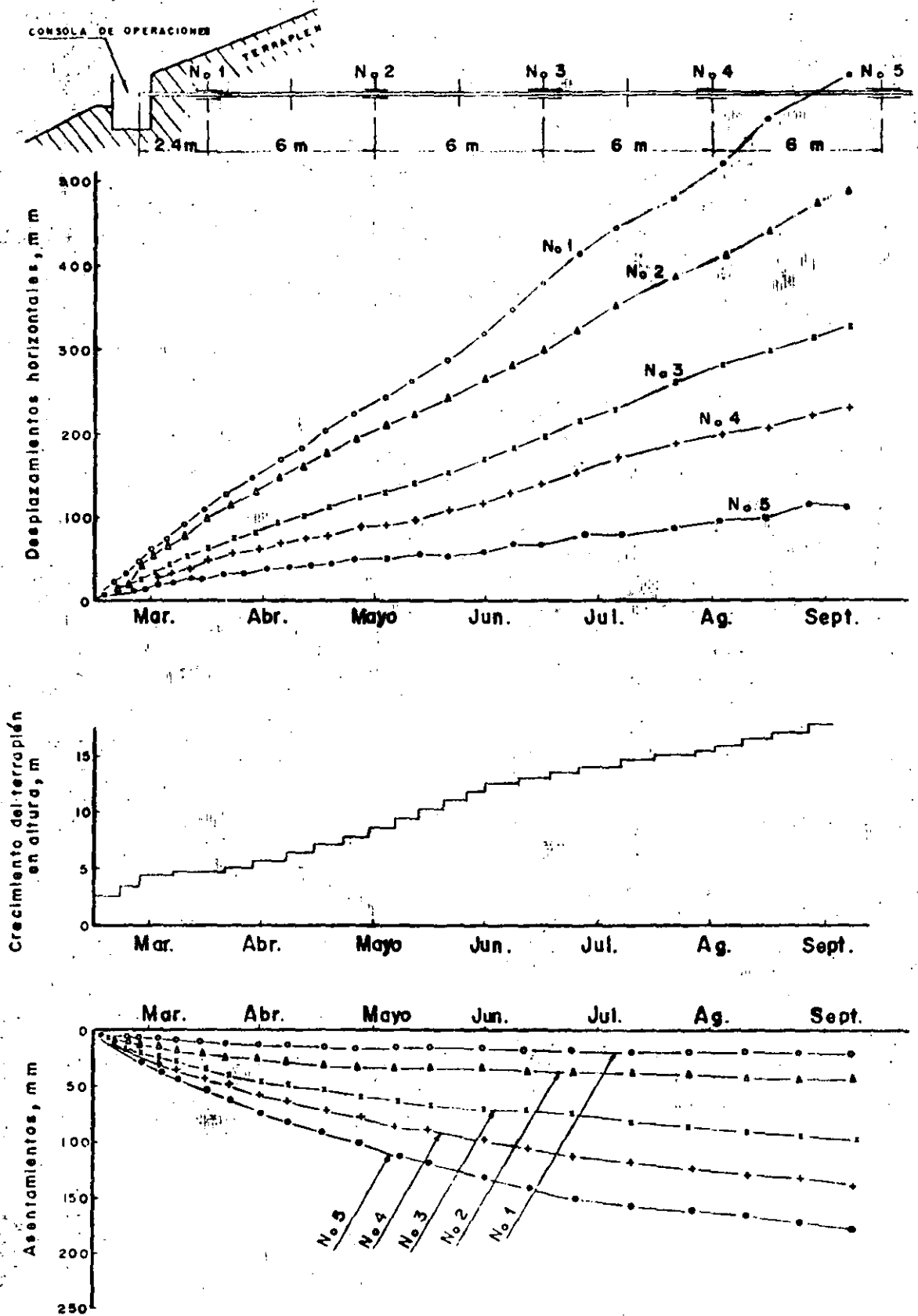
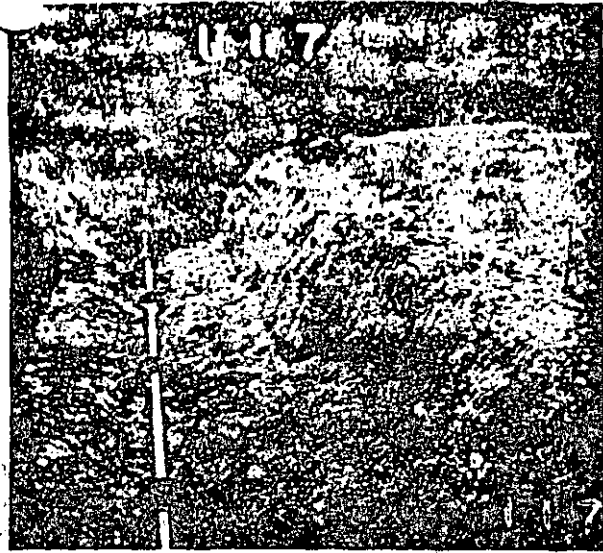


Figura XIII-26. Tipo de información obtenible con un dispositivo de medición de movimientos horizontales y verticales dentro de un terraplén.



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, podrían 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;

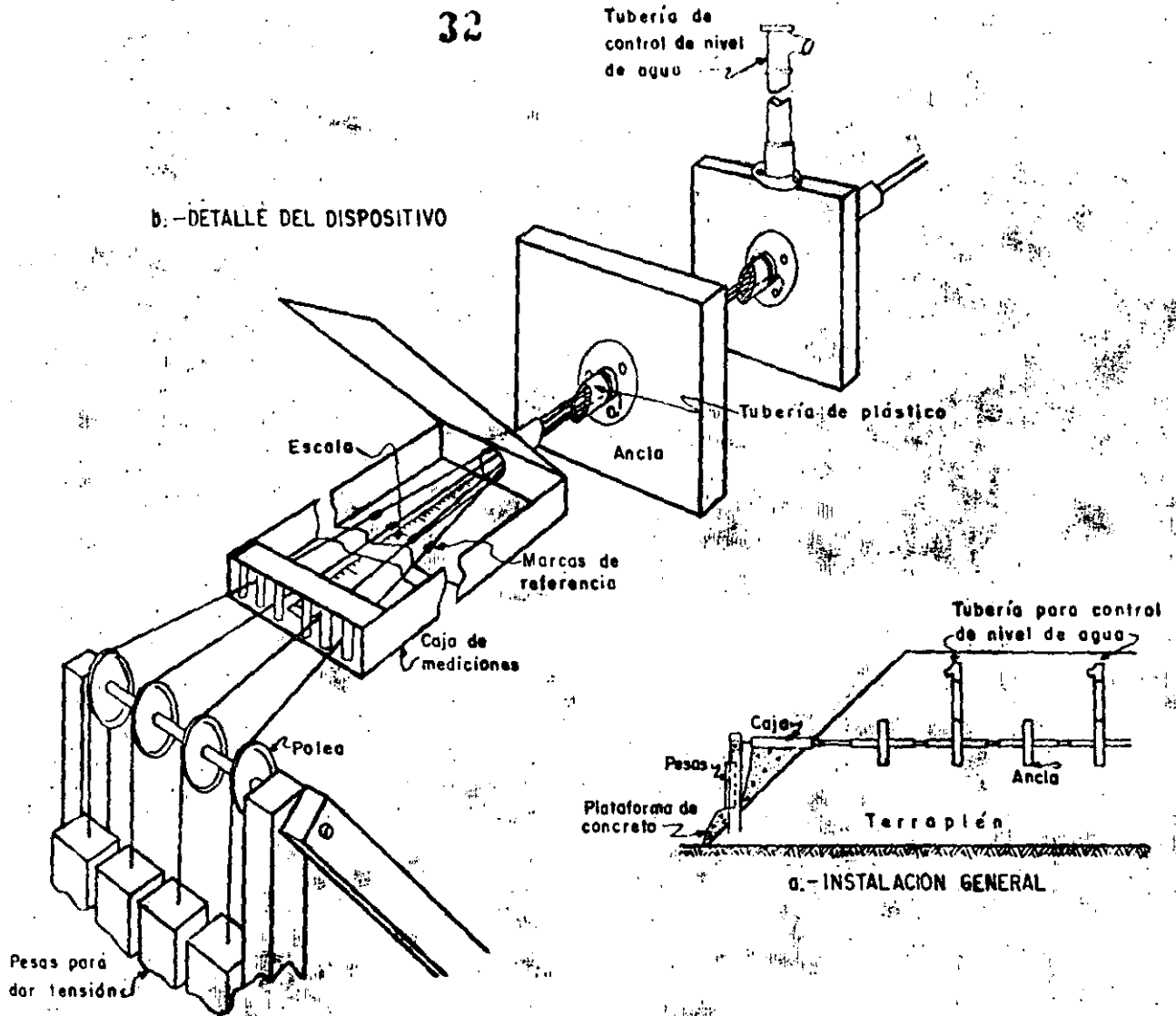


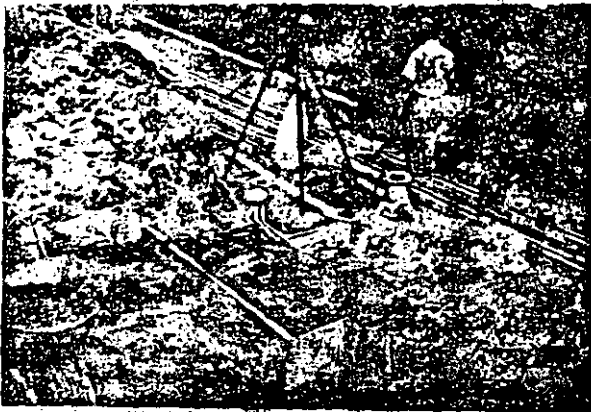
Figura XIII-27. Dispositivo para medir movimientos verticales y horizontales en un terraplén. Técnica Californiana (Ref. 32).

El uso de estos dispositivos se concibe más bien ligado a problemas de excavación de túneles, cuando se de-

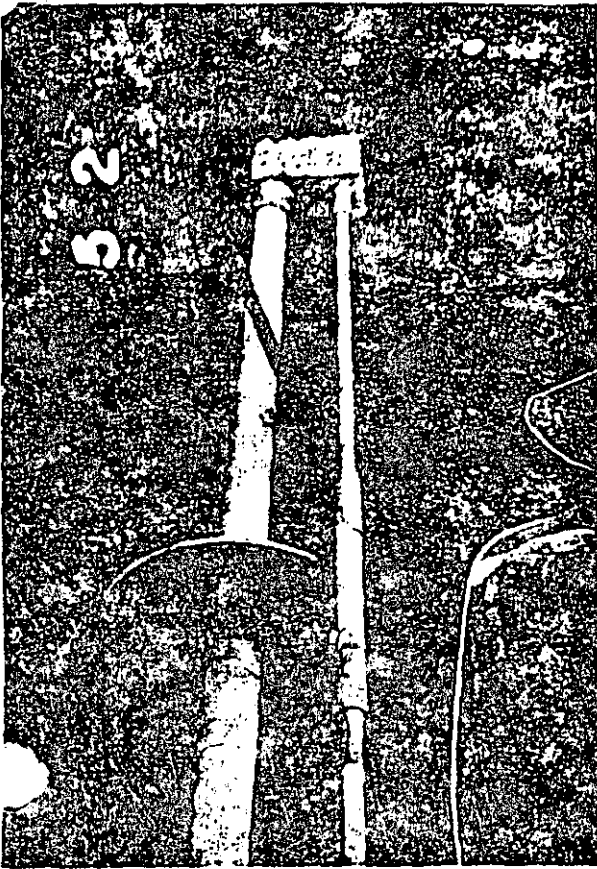
sean medir los desplazamientos que puedan tener lugar en un macizo de suelo o roca como consecuencia de la propia excavación; con esta finalidad se instalaron aparatos de esta naturaleza durante la construcción de la presa de La Angostura en México.

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

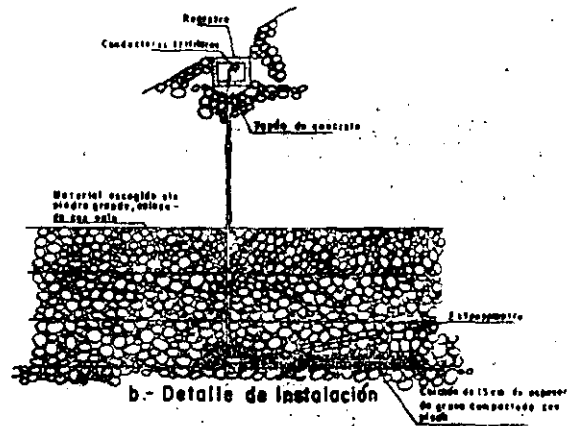
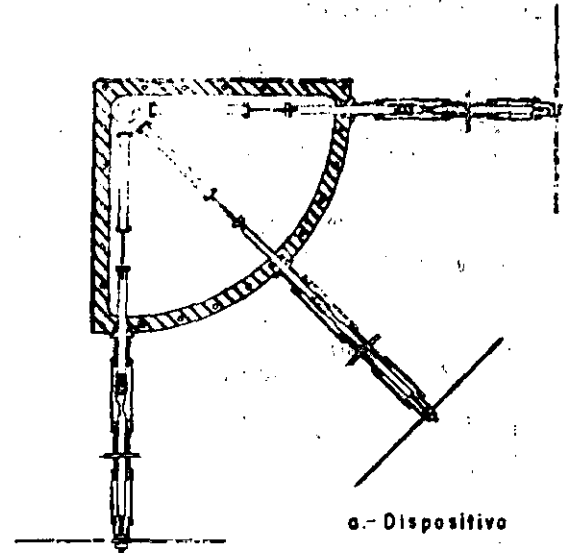
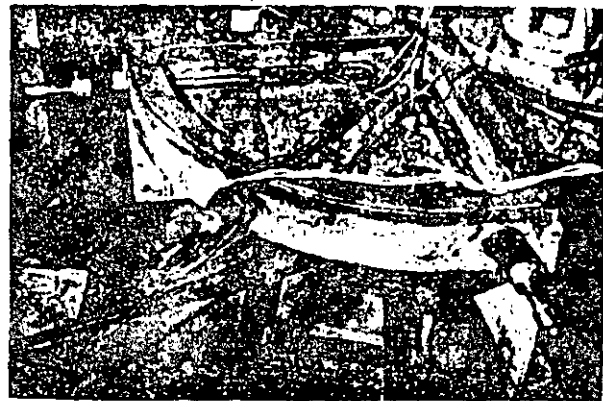


Figura XIII-28. Extensómetro horizontal, instalado en la presa de Infiernillo (Ref. 25).

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.

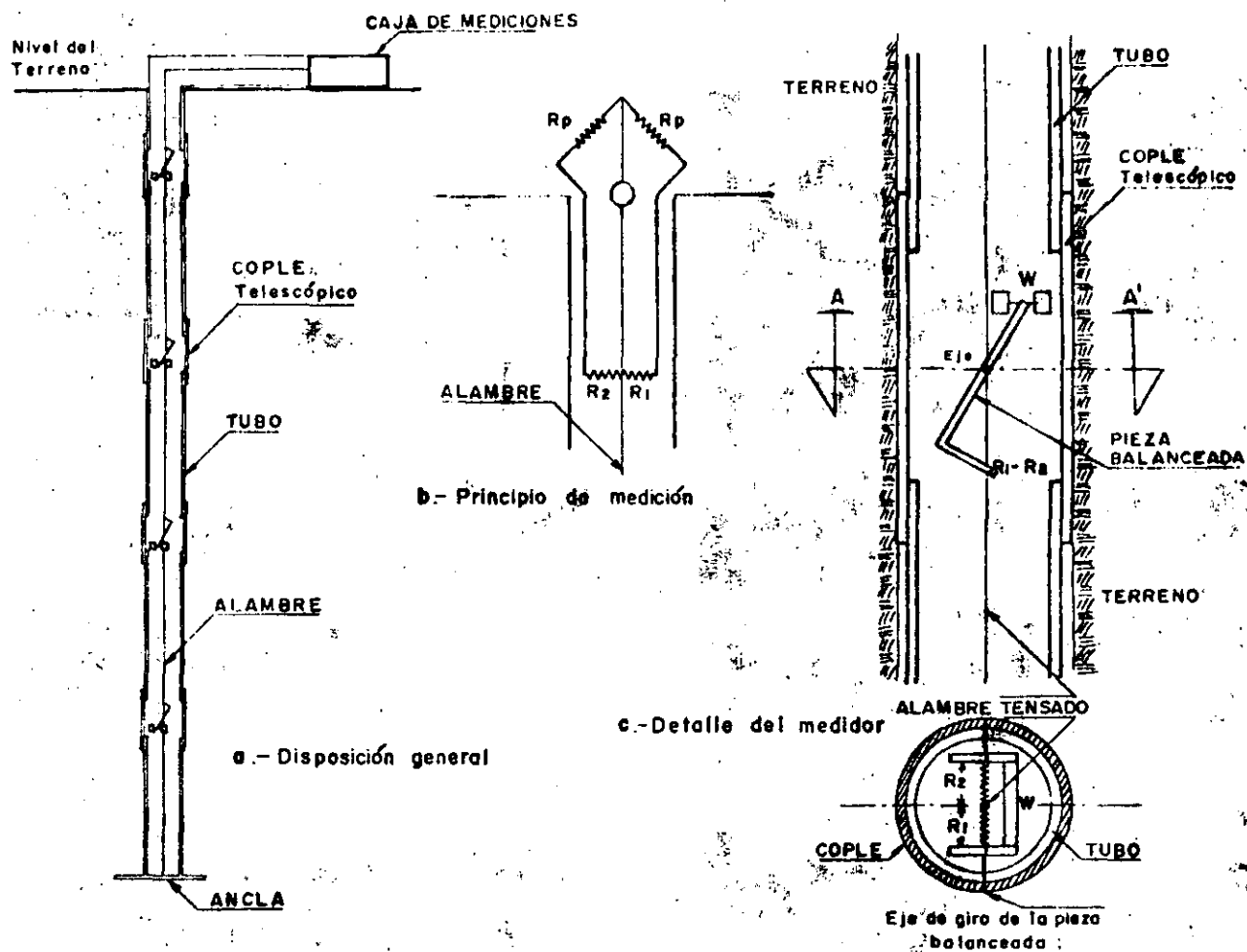


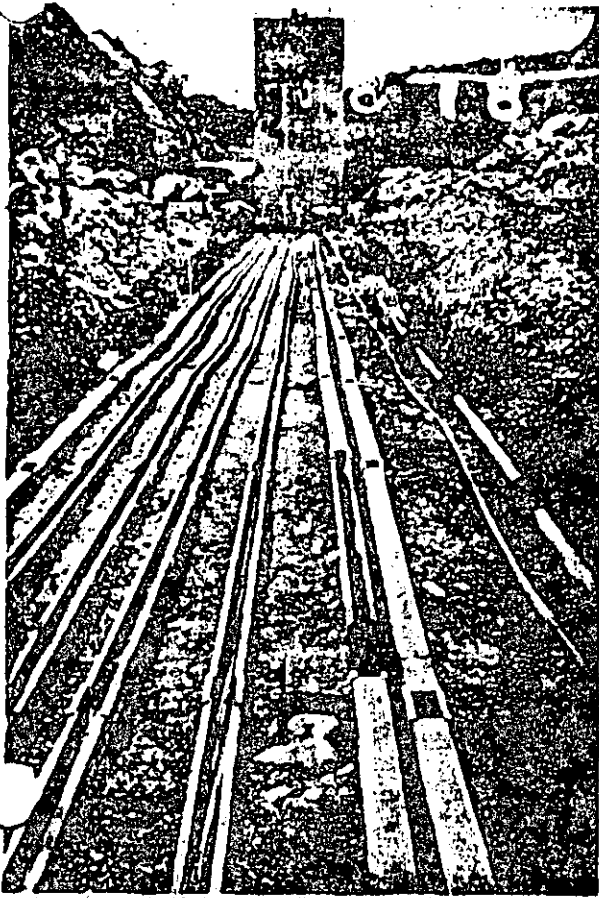
Figura XIII-29. Deformómetro transversal.

Por 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

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 trance de falla, con



Extensómetro horizontal en posición.



Detalle de la instalación de deformímetros horizontales.

movimientos importantes, pues en ellos si 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 existencia de los aparatos, cuando el problema de 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 entieren 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 distraídos 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

servan 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 influyan, 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-

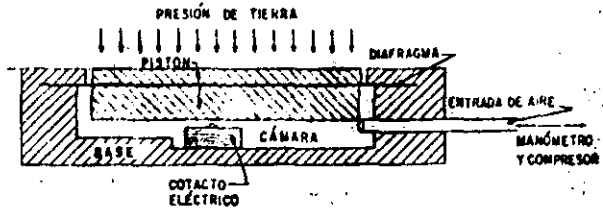


Figura XIII-30. Celda de Goldbeck (Ref. 1).

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.

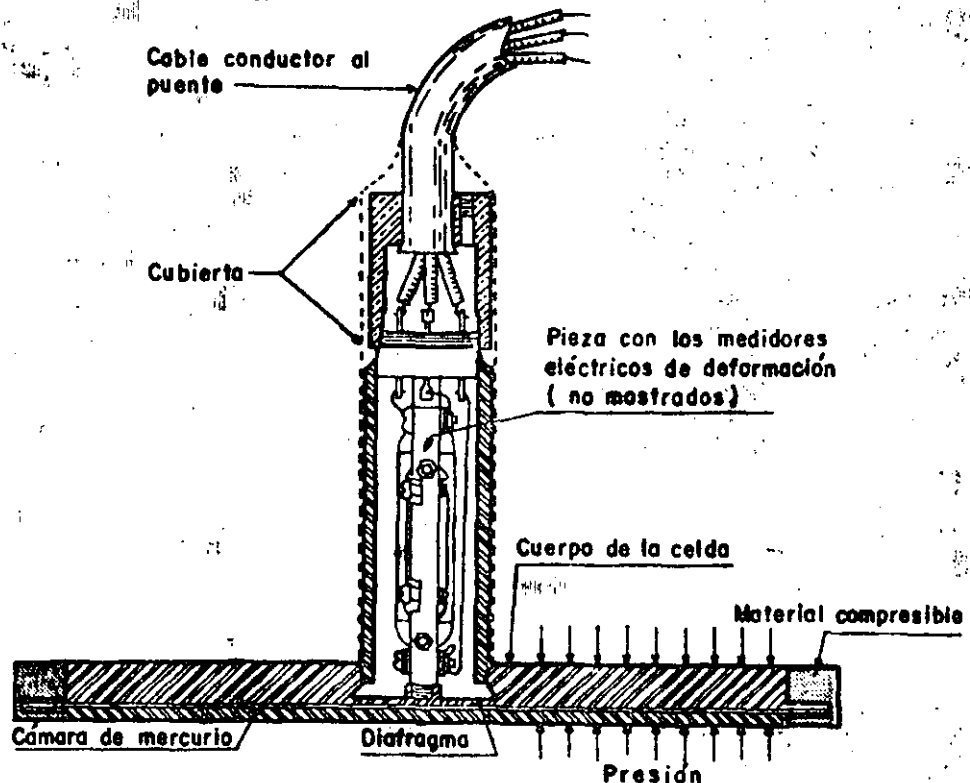


Figura XIII-31. La celda Carlsson (Refs. 1 y 35).

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 travé 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 contenidos en él son básicamente similares a muchos de los descritos en páginas anteriores de este capítulo. Los apa-

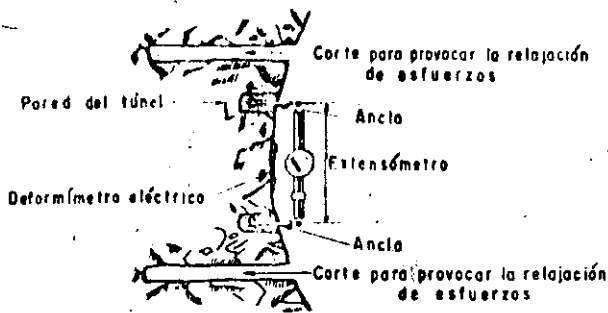


Figura XIII-32. Dispositivo para medir presiones en la superficie expuesta de un túnel (Ref. 48).

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 expandirse fácilmente, aliviándose sus presiones. Si estos dispositivos se disponen alrededor de las ranuras practi-

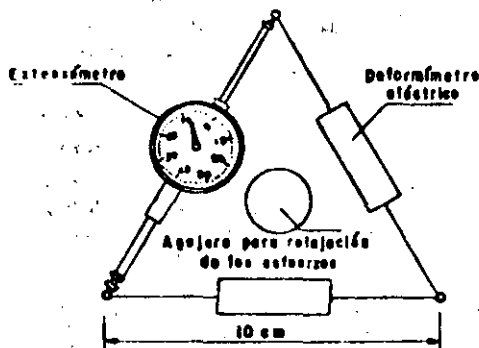


Fig. 173. Dispositivo para medir relajación de esfuerzos en torno a un agujero (Ref. 48).

cadas 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.

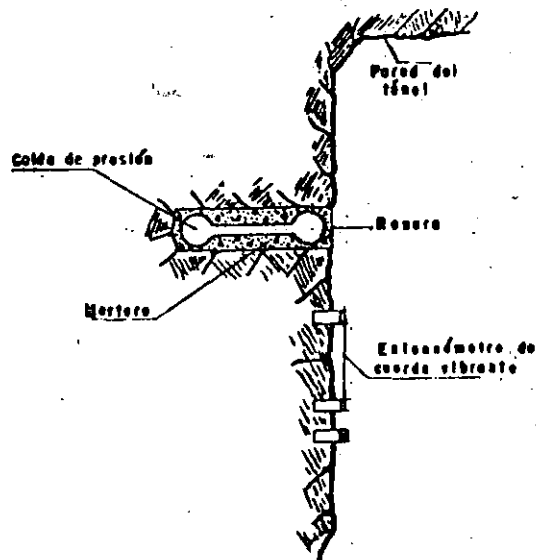


Figura XIII-34. Medición de presiones en la superficie expuesta de un túnel por el método de restauración de esfuerzos (Ref. 48).

Existen también instrumentos concebidos para medir los esfuerzos en el interior del material en que se excava el túnel; es decir, en puntos situados mas allá 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-

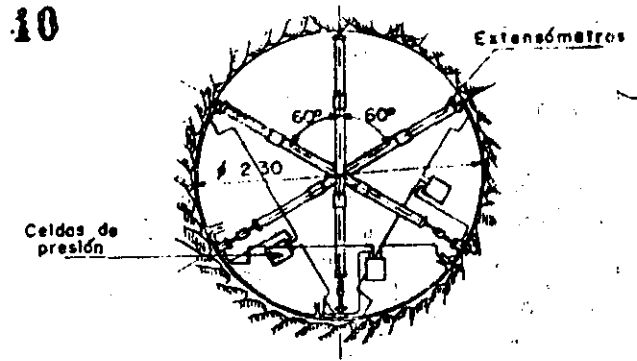


Figura XIII-35. Disposición radial de instrumentos para medir desplazamientos (Ref. 48).

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

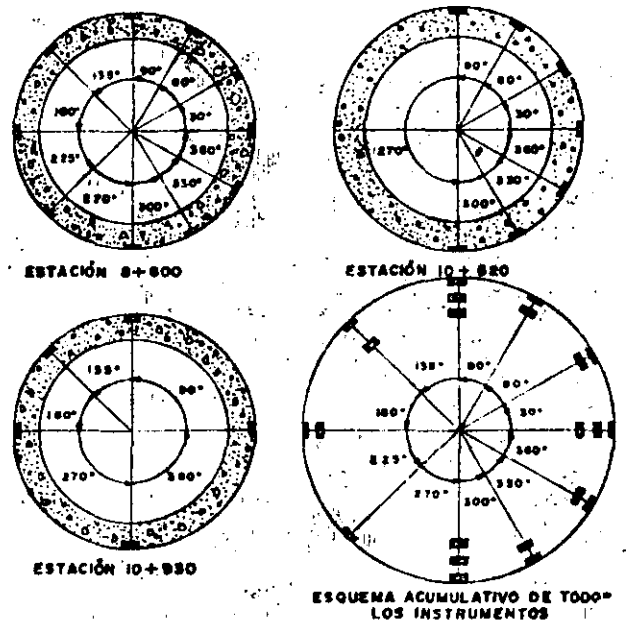


Figura XIII-36. Localización de celdas de presión en un túnel de sección circular (Ref. 48).

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 acumulamientos 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-Indicador, 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.

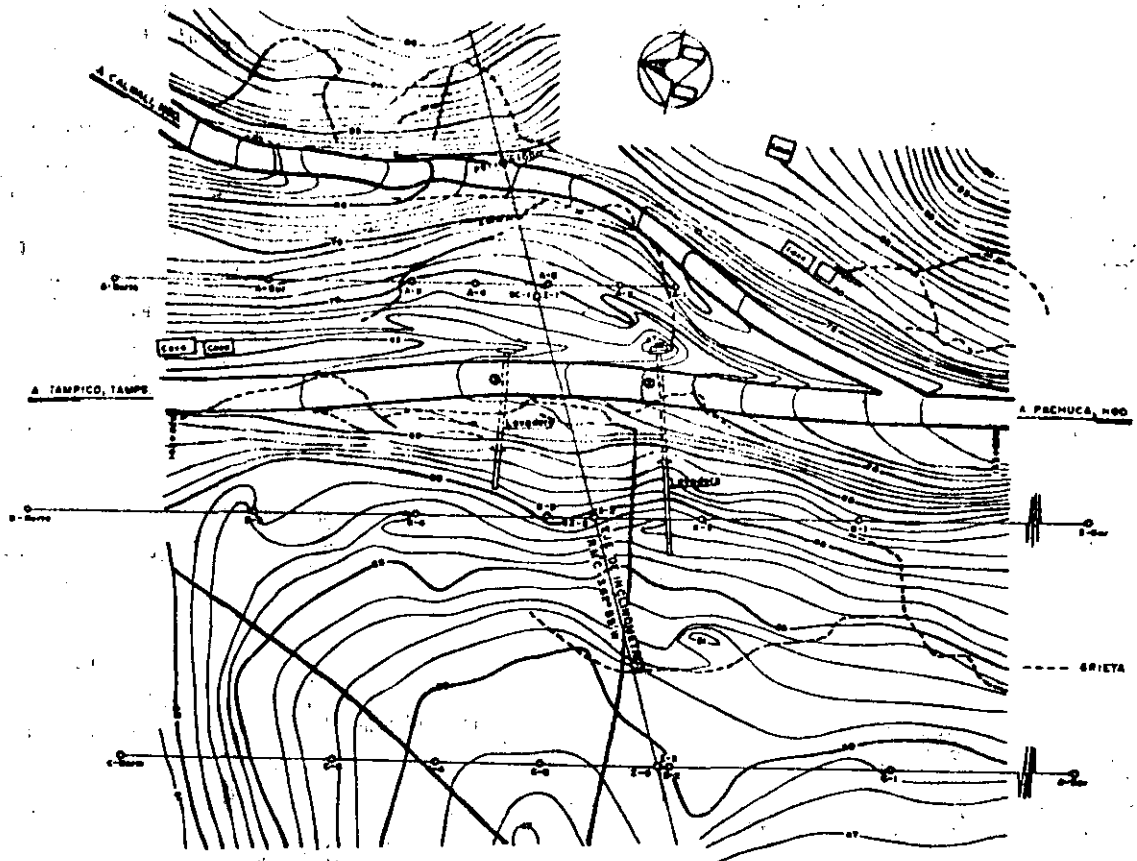


Figura XIII-A.1. Planta topográfica de la zona de deslizamiento.

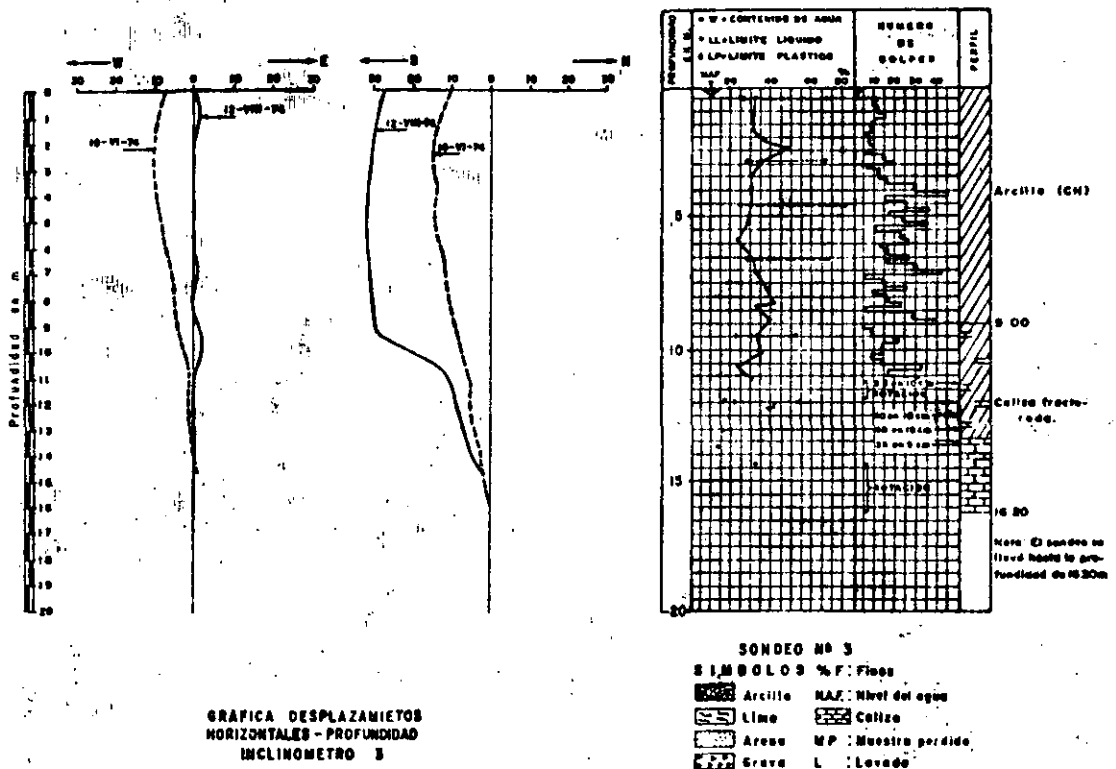


Figura XIII-A.2. Propiedades de los suelos y datos de inclinómetros.

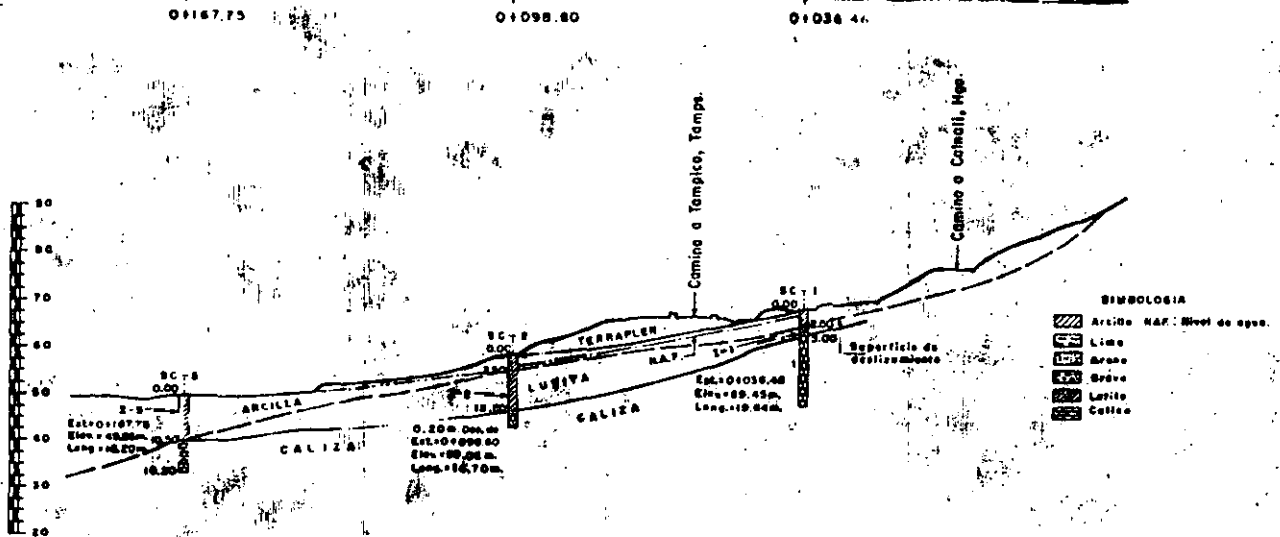


Figura XIII-A.3. Perfil del eje de inclinómetros.

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.

2. 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.

3. Rico, A., Moreno, G. y Hernández, R. *Instrumentación de campo en carreteras*. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. México, 1969.

4. Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Etude de Remblais sur Sols compressibles*. Cap. 6. Edit. Dunod. Paris, 1971.

5. California Division of Highways. *Notes on Procedures, Testing Methods and Use of Materials for Highway Purposes*. Materials and Research Department. Sacramento, California, 1968.

6. Terzaghi, K. *Settlement of Structures in Europe and Methods of Observations*. Trans. ASCE, Vol. 109, 1938.

7. Berbowyer, R. F. *Subsidence Problem in the Long Beach Harbor District*. Proc. ASCE. Vol. 85, Nº WW2, 1959.

8. 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.

9. 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.

10. Parsons, J. O. y Wilson, S. D. *Safe Loads on Dog — Leg Piles*. Trans. ASCE. Vol. 121, 1956.

11. 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.

12. Casagrande, A. *Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport*. Journal. Boston Society of Civil Engineers. Vol. 36, Nº 2, 1949.

13. Casagrande, A. *Piezometers for Pore Pressure Measurements in Clay*. Notas para cátedra. Universidad de Harvard. 1958. Citada en la Ref. 1.

14. 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.

15. Hvorslev, M. J. *Time Lag and Soil Permeability in Ground Water Observations*. Waterways Experiment Station Bull. Nº 36. Vicksburg, Miss., 1951.

16. Brooker, E. W. y Lindberg, D. A. *Field Measurement of Pore Pressure in High Plasticity Soils*. Procs. International Research Conference On Expansive Clay Soils. Universidad de Texas A. y M., 1965.

17. 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.

18. Highway Research Board. *H. R. Record Nº 453 (6 Artículos)*. Academia Nacional de Ciencias. Washington, D. C., 1973.

19. 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.

20. Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Remblais sur sols compressibles*. Boletín especial T. Paris, 1973.

21. Rico, A., Springall, G. y Springall, J. *Deslamiertas 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.

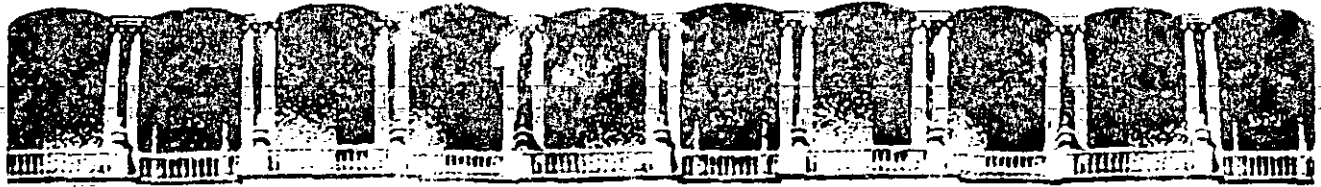
22. De Fries, C. K. y Pardo, E. *Grandes rellenos fundados sobre suelo residual*. IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. San Juan Puerto Rico, 1971.

23. 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.

24. 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.

25. 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 Benavini, A. *Behavior of Netzahuacoyoll 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 Kjaernali, 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 Selsel 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. Terraghi, K. *A Liner Plate Tunnel on the Chicago Subway*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108. 1943.
38. Peck, I. *The Measurement of Earth Pressures on the Chicago Subway*. Bull. A.S.T.M. Agosto, 1941.
39. Peck, K. B. *Earth Pressure Measurements in Open Chicago Subway*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108. 1943.
40. Housel, W. S. *Earth Pressure on Tunnels*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108. 1943.
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*. Proc. 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. I. Weisbaden, 1963.
46. Morgan, J. E. *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. Terraghi, 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. *Dedicamentos 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.



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

CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

**COMPORTAMIENTO DE PEDRAPLENES
CARRETEROS Y DE SU ESTRUCTURA DE DRENAJE**

M. EN I. MANUEL JESUS MENDOZA LOPEZ

COMPORTAMIENTO DE PEDRAPLENES CARRETEROS Y DE SU ESTRUCTURA DE DRENAJE

Manuel J. MENDOZA L.

Instituto de Ingeniería U.N.A.M.

RESUMEN Se describen en este trabajo las diferentes etapas de una investigación acerca del comportamiento de pedraplenes carreteros. A las determinaciones experimentales de las propiedades mecánicas de ciertas mezclas de enrocamiento y suelo, que son los materiales típicos de estas estructuras térreas, continuó la observación e instrumentación de dos prototipos, incluyendo su estructura de drenaje. Se exponen conclusiones y recomendaciones sobre el diseño y construcción de estas obras.

1. INTRODUCCION

El desarrollo del país requiere la ampliación y mejora del sistema actual de carreteras. Debido a que en México se tienen grandes regiones en donde la topografía es muy accidentada por los sistemas orográficos existentes, la construcción de carreteras en tales zonas necesita de una cantidad considerable de puentes, túneles y pedraplenes. Por otra parte, como los diseños geométricos actuales contemplan una elevación de la rasante para eliminar las fuertes pendientes, los pedraplenes resultan en varias ocasiones de mediana a gran altura. La opción de recurrir a un pedraplén en vez de un puente, lo dicta el estudio de la curva masa y de la sección hidráulica necesaria para drenar la cuenca que reconoce la cañada en estudio; cuando se tienen volúmenes importantes de material proveniente de cortes contiguos, aunado a la posibilidad de adoptar una alcantarilla como estructura de drenaje, un pedraplén resulta una solución potencialmente más económica que la de un puente. Usualmente los cortes aportan una mezcla de fragmentos rocosos y suelos.

La necesidad de conocer el comportamiento de los pedraplenes se pone en evidencia si se recuerda que algunos pedraplenes construidos en el pasado (ref 1) han experimentado considerables asentamientos causando fallas en el pavimento y altos costos de mantenimiento.

En este trabajo se realiza un compendio de las labores desarrolladas en esta investigación y de sus resultados experimentales; se correlacionan las observaciones de campo, los resultados de las pruebas de laboratorio y los procedimientos de construcción. Se apuntan algunas recomendaciones para la selección de materiales y normas de construcción.

2. DESCRIPCION GENERAL DE LA INVESTIGACION

En la primera etapa de esta investigación, el Prof. Marsal dirigió trabajo experimental (ref 2) con mezclas tipo de enrocamiento y porcentajes variables de arena, limo o arcilla, que son los materiales con que usualmente se construyen los pedraplenes. Esta etapa fue necesaria ya que poco se conocía en la literatura geotécnica, sobre el comportamiento mecánico de mezclas enrocamiento-suelo.

La cantidad de pedraplenes que se deben construir a lo largo de un camino y la variabilidad de los materiales que los constituyen, obligan a recurrir a las mezclas de laboratorio semejantes a las reales, a fin de estimar los parámetros de sus propiedades mecánicas; resultaría injustificado, antieconómico e impráctico pretender muestrear y ensayar a los materiales constituyentes de estas estructuras en pruebas de tipo mecánico, a menos que por su altura, volumen o condiciones especiales así lo exijan.

Se determinaron en el laboratorio las características de compacidad, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante. El enrocamiento empleado fue un basalto sano con tamaño máximo de 17.5 cm y mínimo de 6 mm, que se mezcló con diferentes proporciones de suelo. La compactación fue tanto vibratoria como estática y las pruebas de compresión unidimensional se realizaron en un odómetro de 1 m² de área y hasta un esfuerzo axial máximo de 50 kg/cm²; por su parte, para los ensayos triaxiales se formaron especímenes de 1.13 m de diámetro y 2.5 m de altura y se sometieron a una presión máxima de confinamiento $\sigma_3 = 20 \text{ kg/cm}^2$.

Posteriormente se reconoció la necesidad de observar el comportamiento de prototipos desde su construcción hasta años después durante su operación; para ello se llevó a cabo

una búsqueda de los sitios convenientes de estudio. Así pues, en la segunda etapa de la investigación se efectuó la instrumentación de un primer prototipo, con lo que se pudo conocer su comportamiento durante la construcción (ref 3) y años después (ref 4). El pedraplén instrumentado es el conocido como "La Plazuela" y se encuentra en el Camino Costero del Pacífico (Michoacán); su estructura de drenaje es del tipo flexible ya que es un tubo circular de lámina acanalada de acero.

La tercera etapa de la investigación consistió en la instrumentación de un segundo pedraplén (ref 5) que fue el denominado "La Chachalaca" y está situado en el camino México-Zihuatanejo (Guerrero); su estructura de drenaje es del tipo rígido ya que es una bóveda circular de mampostería de piedra.

La instrumentación de estos pedraplenes se planeó para conocer los desplazamientos y esfuerzos que experimentan, tanto en su cuerpo en sí como en su alcantarilla de drenaje. Lo último se debe a que el comportamiento de las obras está íntimamente ligado a las deformaciones del pedraplén, definiendo así un problema típico de interacción suelo-estructura; su correcto análisis y diseño debe tomar en cuenta este hecho.

La etapa final de esta investigación consistió en la revisión de las soluciones teórico-numéricas para determinar la distribución y magnitud de las cargas que actúan sobre las alcantarillas, así como la comparación con los valores medidos.

La comparación de los valores estimados de esfuerzos y deformaciones, tanto en el pedraplén como en su alcantarilla, con los datos observados mediante la instrumentación dispuesta en los dos pedraplenes prototipo, permite revisar los criterios actuales de diseño y los procedimientos de construcción; así mismo nos da oportunidad de calibrar las soluciones teóricas.

3. PROPIEDADES MECANICAS DE LAS MEZCLAS ENROCAMIENTO-SUELO

Los materiales con que se construyen los pedraplenes están constituidos usualmente por una gran variedad de enrocamientos y suelos. Ello está determinado por una parte por el tipo de rocas y el fracturamiento en los cortes de donde se explotan y por la otra, por el tipo y grado de intemperismo. Para tratar de reproducir al menos algunas de esas múltiples combinaciones se realizó una campaña de ensayos en los que se incluyó un solo enrocamiento de granulometría constante, mezclado con diferentes porcentajes de arena, limo o arcilla. El tipo y condiciones de cada prueba se indican en la Tabla I y las características de los componentes se incluyen en la Tabla II. Se han reportado estos ensayos con anterioridad (ref 2) y aquí sólo se mencionan algunos resultados.

TABLA I CONDICIONES DE COMPACTACION Y ENSAYE DE LAS MEZCLAS ENROCAMIENTO-SUELO (REF 2)

Serie	Tipo	Prueba	Arena *	Prueba	Limo *	Prueba	Arcilla *	
A	Compactación dinámica (D-1)	Compresión uniaxial	1	0	9	10	14	10
			2	9.1	10	30	15	30
			3	16.6	11	50	16	50
			4	23.1	12	70	17	70
			5	33.3	13	100	18	100
			6	50	—	—	—	—
			7	70	—	—	—	—
			8	100	—	—	—	—
B	Compactación dinámica (D-2)	Compresión uniaxial	37	0	—	—	—	—
			38	20	—	—	—	—
			39	50	—	—	—	—
C	Compactación estática	Compresión uniaxial	19	0	22	20	—	—
			20	20	23	50	—	—
			21	50	—	—	—	—
D	Compactación dinámica-estática	Compresión uniaxial	24	0	27	20	—	—
			25	20	28	50	—	—
			26	50	—	—	—	—
E	Compactación (D-1) dinámica	Compresión triaxial	29	0	32	10	—	—
			30	10	33	30	—	—
			31	30	—	—	—	—
			40	0	43	10	—	—
			41	10	44	30	—	—
			42	30	—	—	—	—
F	Comparación entre compactación dinámica y estática	Compactación	—	—	34	30	—	—
			—	—	35	30	—	—
			—	—	36	30	—	—

* Fracción del suelo en porcentaje del peso total
 Compactación dinámica — 5 min de vibrado, discos (D-1) ó (D-2)
 Vibrador eléctrica D-1 (150 kg) que produce impactos verticales de 1 ton a 50 cps
 Vibrador neumático D-2 (170 kg) que produce impactos verticales de 6 ton a 190 cps
 Compactación estática — Tres ciclos de carga de 0-5 kg/cm²
 Compactación dinámica — 5 min de vibrado, disco (D-1) + tres ciclos de carga de 0-5 kg/cm²

TABLA II CARACTERISTICAS DE LOS COMPONENTES DE LAS MEZCLAS (REF 2)

Enrocamiento	Basalto vesicular sano, tamaño máximo 17.5 cm, mínimo 6 mm y diámetro efectivo 8.8 mm; $C_u = 5.3$, $e_{máx} = 0.80$, $e_{mín} = 0.61$, $\gamma_{máx} = 1.813$ t/m ³ , $\gamma_{mín} = 1.559$ t/m ³
Arena	Bien graduada, volcánica, tamaño máximo 6.5 mm, diámetro efectivo 0.12 mm, $e_{máx} = 0.69$ y $e_{mín} = 0.40$
Limo	Depósito volcánico del Valle de México, LL = 29%, $I_p = 7$; $\gamma_{d,máx} = 1.52$ t/m ³ y $\omega_{opt} = 20\%$ Proctor estándar
Arcilla	Aluvial; 96% pasa la malla # 40; LL = 38%, $I_p = 13$; $\gamma_{d,máx} = 1.456$ t/m ³ y $\omega_{opt} = 20.3\%$ Proctor estándar

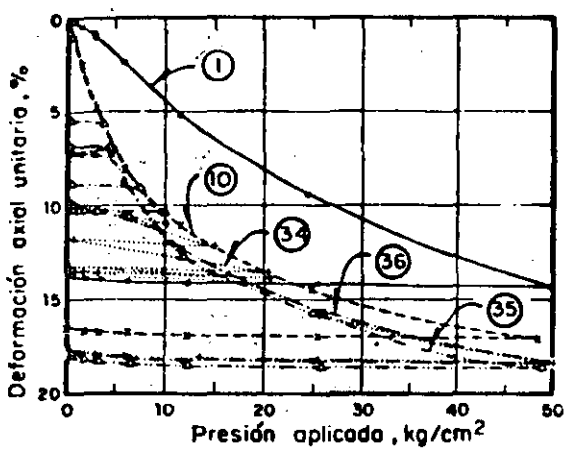
La Fig 1 revela que las diferencias en las curvas de compresibilidad de especímenes compactados estáticamente son mínimas y que su rama virgen corre casi paralela a la curva del ensayo 10, compactado por vibración. La eficiencia relativa de los procedimientos diferentes de compactación se muestra en la Fig 2, en término de la relación de vacíos inicial alcanzada.

En la Fig 3 se aprecia que la compresibilidad de las mezclas con arena es menor que el del enrocamiento solo; por el contrario, cuando las mezclas son con limo o arcilla la compresibilidad aumenta para porcentajes de suelos de más de 10%. Las mayores diferencias en la

pendiente de las curvas ocurren cuando el esfuerzo axial $\sigma_z < 15 \text{ kg/cm}^2$. Esta concavidad pronunciada refleja el rearrreglo de los granos y el aumento de su rotura hasta un máximo; la concavidad se reduce a niveles mayores de esfuerzo como resultado de la mayor capacidad por la deformación sufrida.

Los ensayos de compresión triaxial drenada con mezclas de enrocamiento-arena (Fig 4) indican también un mejoramiento en la resistencia al corte conforme se aumenta hasta cierto punto la fracción arenosa; la envolvente al origen para el enrocamiento solo determina una pendiente con $\phi = 34^\circ$, en tanto que para la mezcla con 30% de arena alcanza un $\phi = 39^\circ$. Esta figura incluye las curvas esfuerzo-deformación, en las que el módulo de deformación aumenta también con el porcentaje de arena, junto con las curvas ϵ_v vs ϵ_z que exhiben dilatación.

La contaminación del enrocamiento con limo o arcilla provoca efectos desfavorables en las curvas esfuerzo-deformación como se distingue en la Fig 5; la resistencia cortante disminuye considerablemente aun para porcentajes de limo menores del 15%. El comportamiento mecánico de una mezcla con más del 30% de contaminante, es semejante al del contaminante solo.



SERIE F

Prueba	Tipo de compactación	Carga máxima (kg/cm²)	Duración, min
1	Vibratoria	—	—
10	Disco (D-I)	—	—
34	Estática	20	29
35		10	9
36		5	5

Nota: ver tabla 1 para identificar las pruebas

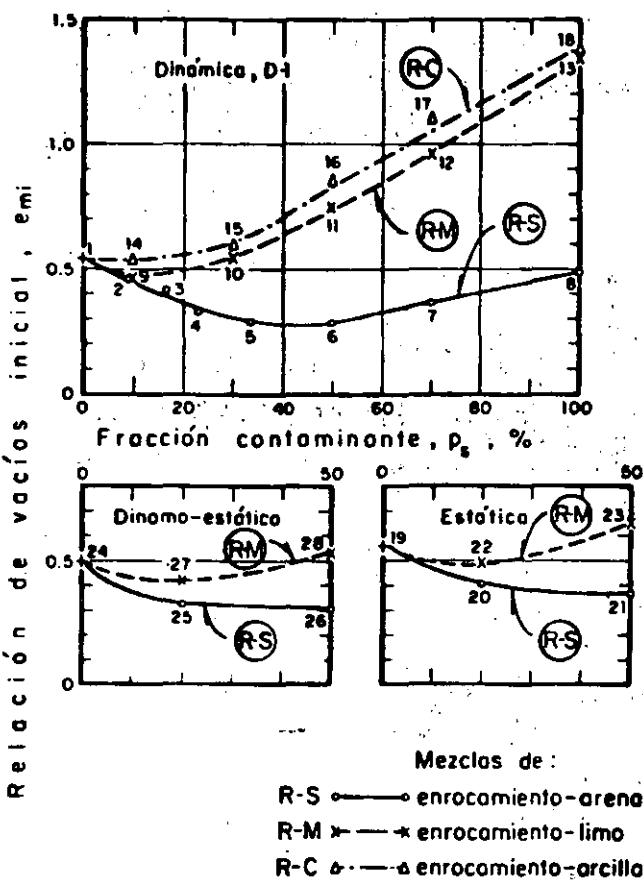
Fig 1. Efecto sobre las curvas de compresibilidad de las compactaciones estática y por vibración (ref 2).

La información anterior de las 28 mezclas diferentes enrocamiento-suelo puede ser un índice de las propiedades del material de cierto pedraplén, para lo que es necesario establecer la mejor semejanza, a través de la identificación y clasificación de los fragmentos rocosos (ref 6) y de los suelos; la de aquellos mediante la granulometría y la solidez de sus fragmentos o granos y la de éstos mediante el S.U.C.S.

4. PEDRAPLENES INSTRUMENTADOS

4.1 Descripción del pedraplén La Plazuela y de sus materiales

El pedraplén "La Plazuela" está localizado en el km 7+190 del subtramo La Placita-Río Tizupa, Michoacán (tramo Cerro de Ortega-Playa Azul) del Camino Costero del Pacífico. El pedraplén salva una altura de 19.5 m, tiene un desarrollo por su rasante de 81 m y la pen-



Nota: ver tabla 1 para identificar las pruebas

Fig 2. Efecto del tipo de compactación y del porcentaje de suelo sobre la condición inicial alcanzada (ref 2).

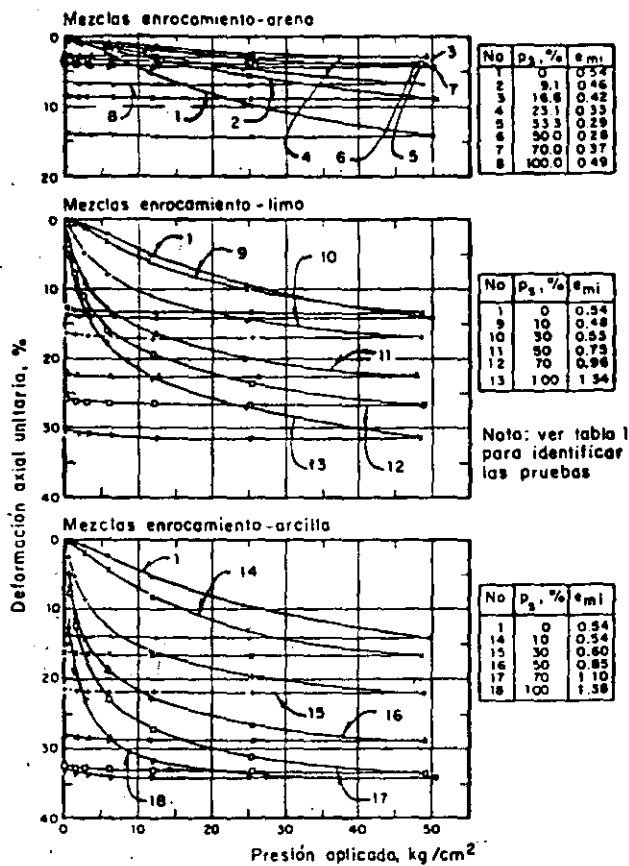


Fig 3. Curvas de compresibilidad en ensayos-confinados. Compactación por vibración. (ref 2).

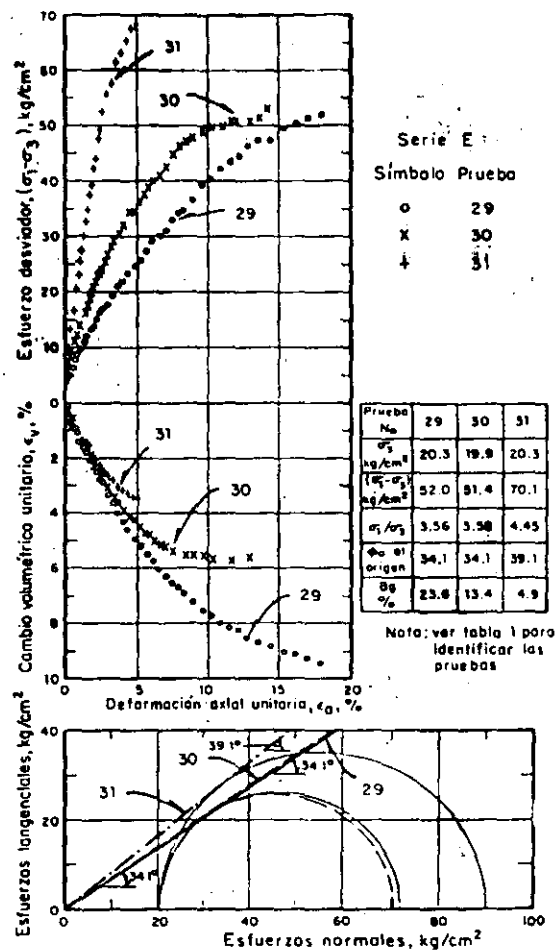


Fig 4. Ensayos de compresión triaxial en mezclas de enrocamiento-arena (ref 2).

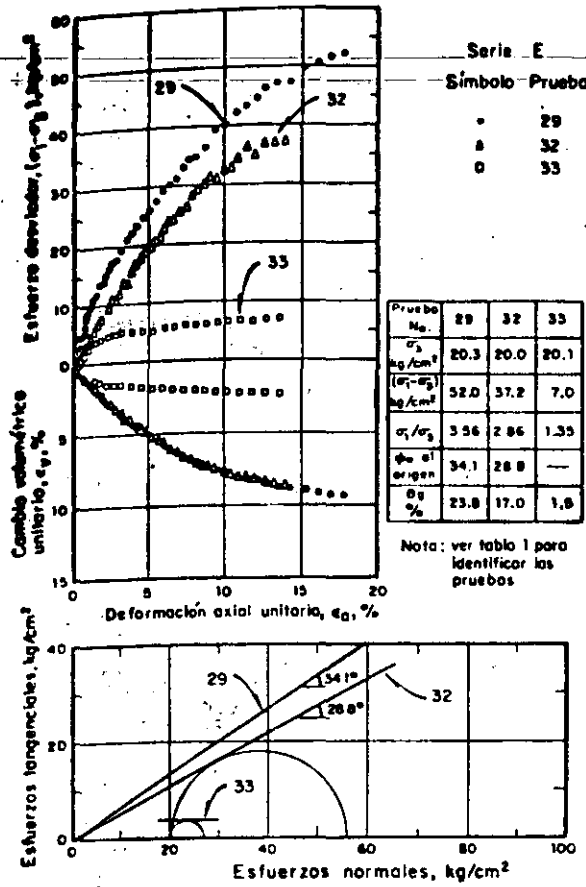
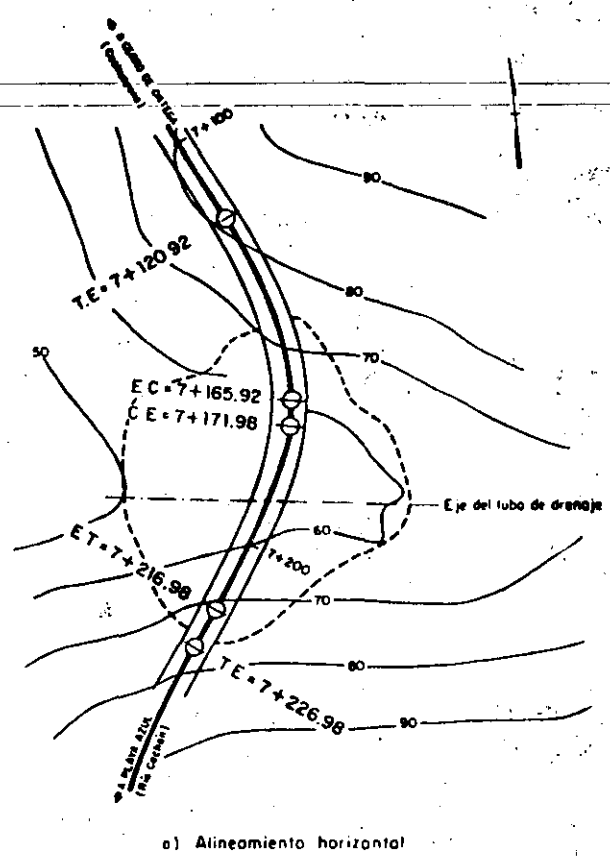


Fig 5. Ensayes de compresión triaxial en mezclas de enrocamiento-limo (ref 2).

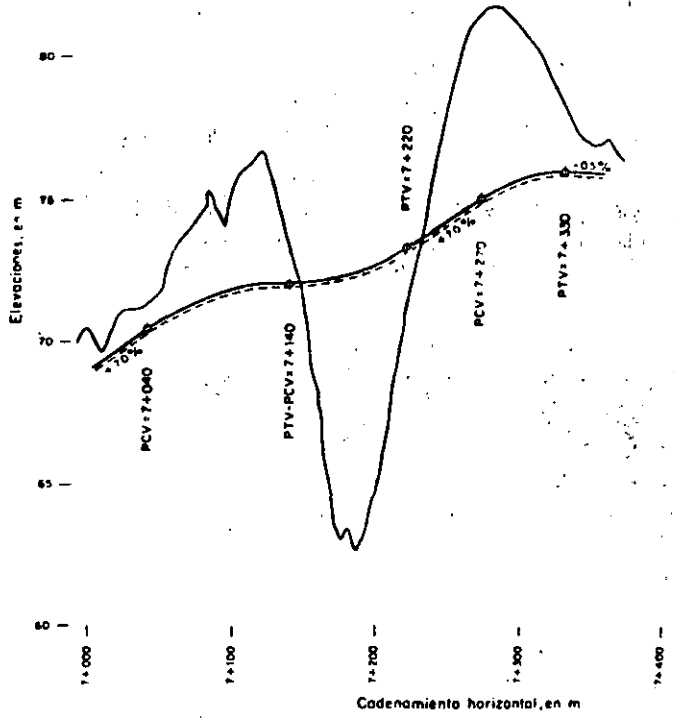
diente de sus taludes es de 1.5: 1; sus alineamientos son curvos, como se distingue en la Fig 6. Su estructura de drenaje es un tubo de lámina acanalada de acero de 78.5 m de longitud, sección transversal circular con 3.2 m de diámetro y pendiente longitudinal del 12%.

En ambos flancos de la hondonada que cubre el pedraplén se aprecia una roca caliza; cadena miento atrás se muestra competente, fracturada y la profundidad alterada es reducida. Por razones constructivas y de la programación de su ejecución, se explotó el banco contiguo ca denamiento adelante, cuya roca caliza se encontró muy fracturada, metamorfozada e intemperizada en un espesor variable de hasta 6 u 8 m. El pedraplén se cimentó sobre la misma formación caliza que se observó muy fracturada y poco intemperizada.

Durante la construcción se tomaron dos muestras representativas, cuya granulometría se muestra en la Fig 7. La fracción contaminante (pasa malla No. 4) se clasificó como SM o SM-ML, con $w_L = 30.7\%$ e $I = 6.6$. Las determinaciones de w_L absorción de agua y resistencia



a) Alineamiento horizontal



b) Alineamiento vertical

Fig 6. Pedraplén instrumentado "La Plazuela".

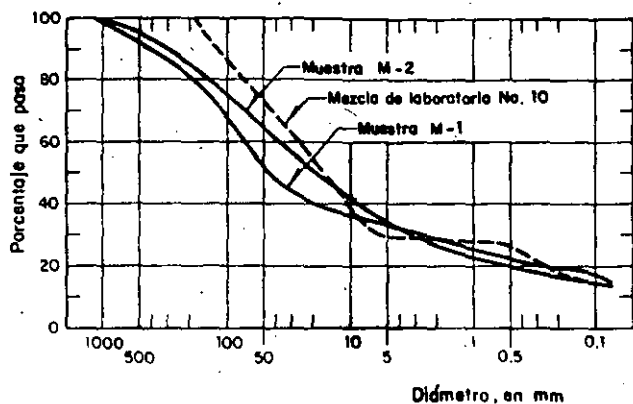


Fig 7. Distribuciones granulométricas del material del pedraplén "La Plazuela" y de su mezcla de laboratorio semejante.

a la rotura de la fracción gruesa con diferentes tamaños, indicaron que los fragmentos rocosos eran del tipo duro a semi-duro; conforme a esto y a que el coeficiente de uniformidad, $C_u > 10$, se clasificó a la fracción gruesa como del tipo 2W (ref 6).

Con base en los índices anteriores, se pudo establecer semejanza del material de este pedraplén con la mezcla ensayada de laboratorio, correspondiente a un 30% de limo y 70% de enrocamiento basáltico.

4.2 Descripción del pedraplén "La Chachalaca" y sus materiales.

El pedraplén "La Chachalaca" está situado en el km 70+520 del tramo Cd. Altamirano-El Cedral, Guerrero del camino México-Zihuatanejo. El pedraplén de alineamientos también curvos tiene una altura máxima de 21.2 m, una longitud por la rasante de 90 m y taludes con pendiente 1.5: 1; la zona donde se localiza la obra es de topografía accidentada, como se aprecia en las Figs 8 y 9. Su estructura de drenaje es una bóveda circular de mampostería de 4.0 m de claro, sobre cuya clave actúa un espesor máximo de material de 16.5 m.

En ambos flancos de la hondonada que salva el pedraplén se observa una roca ígnea de tipo andesítico, muy fracturada e intemperizada. Siguiendo criterios de compensación, el corte contiguo cadenamamiento atrás se explotó para obtener el material que se reconoció como "G" y que cubrió el 80% del volumen total del pedraplén. En este corte principal se encontró superficialmente un material areno-arcilloso, el que junto con los fragmentos rocosos subyacentes empacados se atacaron con tractor D-8. Bajo esta capa superficial de espesor variable, con máximo de unos 5 ó 6 m, se encontró una roca fracturada cuya obtención requirió explosivos y que proporcionó bloques rocosos prismáticos, de hasta 2 m de longitud.

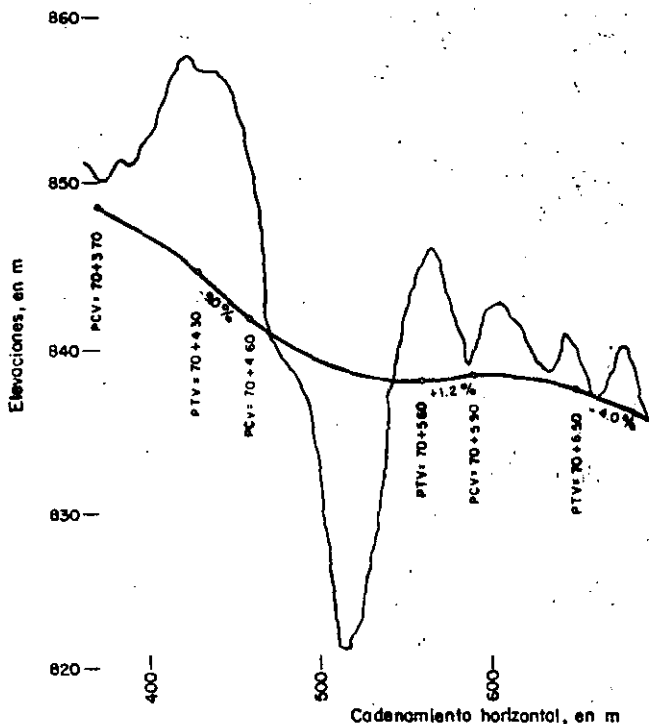


Fig 8. Alineamiento vertical en la vecindad del pedraplén "La Chachalaca".



Fig 9. Vista del pedraplén instrumentado "La Chachalaca".

El material que se denominó "C" para completar el pedraplén, se obtuvo de cortes cercanos cadenamamiento adelante; sus fragmentos encontrados más alterados y en un espesor mayor que los del corte principal. El suelo contaminante de estos fragmentos fue una arena arcillosa, que se atacó con la cuchilla de tractor D-8.

por lo antes descrito, el pedraplén está formado en su parte inferior por el enrocamiento heterogéneo "G", constituido por la mezcla de un suelo fino hasta grandes bloques rocosos. La parte superior está constituida por la mezcla "C" de suelo fino, gravas y fragmentos rocosos pequeños, frágiles y desmenuzables.

Durante la construcción se obtuvieron dos muestras representativas de los materiales "C" y "G", una vez tendidos y bandeados, para lo que se hicieron pozos a cielo abierto, los que se aprovecharon para efectuar una muestra volumétrica. La granulometría de estos materiales se muestra en la Fig 10; así, para el enrocamiento "G" se aprecia que 26% del material total pasa la malla No. 4 y 6.2% la No. 200, en tanto que las cifras respectivas para el enrocamiento "C" son 37% y 10.3%. La fracción contaminante (pasa malla No. 4) se clasificó como SC o SC-CL; la fracción menor de la malla No. 40 dio $w_L = 28\%$ e $I_p = 12$ para el material "G" y $w_L = 41.3\%$ e $I_p = 18.2$ para el "C".

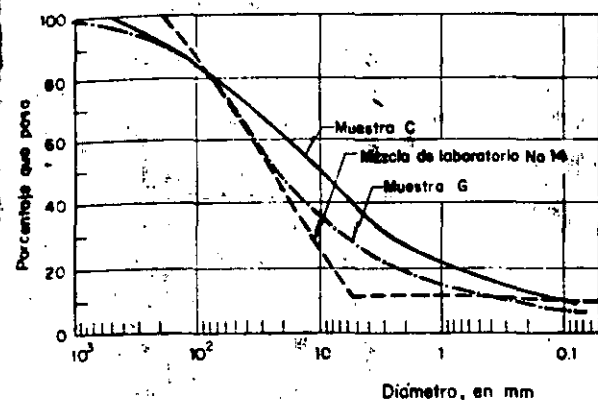


Fig 10. Distribuciones granulométricas de los materiales del pedraplén "La Chachalaca" y de su mezcla de laboratorio semejante.

Conforme a los valores de los índices de solidez ya mencionados y su granulometría, se puede clasificar (ref 6) a la fracción gruesa como 3W, que corresponde a un enrocamiento bien graduado y de fragmentos blandos. Por otra parte, de acuerdo con el tipo y porcentaje de contaminante, así como de sus límites de plasticidad, se puede establecer cierta semejanza de los materiales "G" y "C", con la mezcla artificial de laboratorio No. 14; ésta contiene 10% de arcilla y 90% de enrocamiento basáltico. Sin embargo, cabe señalar que los fragmentos basálticos son duros, en tanto que éstos del pedraplén son blandos; en compensación, el porcentaje de arcilla en el prototipo es menor al de la mezcla de laboratorio.

Cabe mencionar que la cala volumétrica efectuada en el material "G" arrojó un valor de 2150 kg/m³ para el peso volumétrico total.

Al revisar los manuales de diseño (ref 7) y las especificaciones de construcción de la Secretaría (ref 8), se encuentra que indistintamente del material, se adopta un valor de 1.6 ton/m³. Se llama la atención acerca de que en general, para enrocamientos contaminados por suelos (refs 2 y 9) se alcanzan valores mayores al antes señalado.

4.3 Construcción e instrumentación

Antes de la construcción de ambos pedraplenes se hizo una limpia del fondo de la cañada, eliminándose arbustos, troncos, etc. En los pedraplenes instrumentados se levantaron verticalmente desde el desplante cuatro tubos telescópicos de aluminio, con el objeto dual de medir movimientos verticales y horizontales del cuerpo térreo, tanto durante la construcción como durante su operación; para el caso se emplearon sondas de asentamiento e inclinómetro dentro de tales tubos, los que son de dimensiones estándar.

Las placas acanaladas de acero del pedraplén "La Plazuela" se apernaron en el sitio, Fig 11, sin formar previamente una cama para recibir al tubo; no se arrojó éste con material granular seleccionado. Asimismo, recibió una carga asimétrica ya que se levantaron de manera desigual los primeros metros a los lados del tubo. No se apuntaló el tubo, aunque se restringió el paso del tractor hasta tener un colchón sobre la clave de por lo menos un metro.

En el pedraplén "La Chachalaca" se optó por una alcantarilla rígida de mampostería, cuyas dimensiones bajo el ancho de la calzada se muestran en la Fig 12; el espesor de la bóveda se reduce gradualmente bajo los taludes hasta sólo 35 cm.

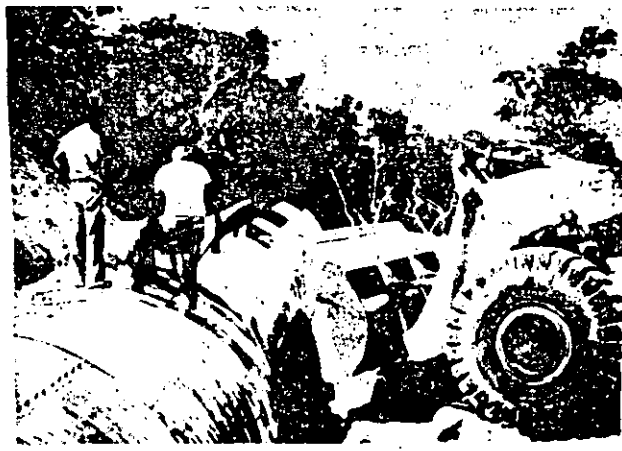


Fig 11. Vista de la alcantarilla flexible del pedraplén "La Plazuela".

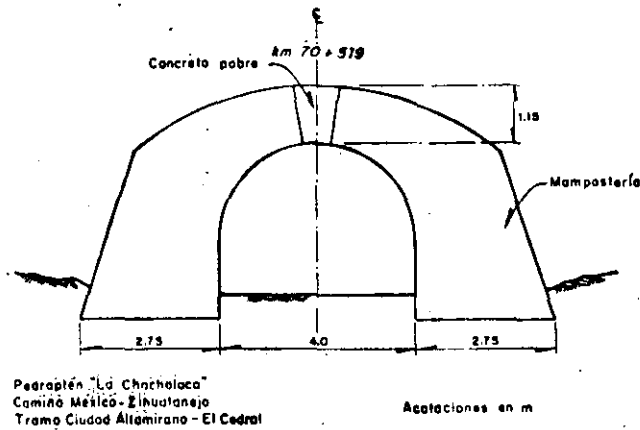


Fig 12. Sección transversal de la alcantarilla del pedraplén "La Chachalaca".

Los cortes se atacaron con la cuchilla y/o el escarificador de un tractor de 30 tons, siguiendo sensiblemente la configuración del terreno. En el pedraplén "La Plazuela" no fue necesario el uso de explosivos, en tanto que sí se requirieron para el material "G" del pedraplén "La Chachalaca".

El material para ambas estructuras fue acarreado por el propio tractor, tirado a volteo desde uno de los flancos de la barranca (balconeo) y tendido posteriormente en el pedraplén, también con tractor, en capas de alrededor de 1.5 m de espesor; una vez tendida cada capa, se le hizo pasar el tractor en cuatro ocasiones en cada punto (bandeado). En sólo dos ocasiones se regó agua sobre las capas tendidas en el pedraplén "La Plazuela". El tramo más bajo de cada tubo de inclinómetro se fijó en la roca fracturada de la cimentación con sus ranuras orientadas en las direcciones normal y longitudinal al camino. Cada tramo subsiguiente del tubo se añadió cuando el nivel del pedraplén estaba cerca de la boca del tramo inmediato anterior y, antes de tender una capa adicional. A fin de evitar cargas puntuales sobre los tubos y protegerlos también de las acciones del tractor, se construyó alrededor de cada uno de ellos un brocal de fragmentos rocosos; en el espacio entre tubo y brocal se colocó una grava-arena vibrada. En las Figs 13 y 14 se presentan las plantas de localización de la instrumentación dispuesta en los pedraplenes estudiados.

Se colocaron dos celdas de presión en el pedraplén "La Plazuela" y tres en "La Chachalaca", todas ellas en posición horizontal y en secciones típicas de cada pedraplén o en la vecindad de las alcantarillas; lo anterior con objeto de medir los esfuerzos verticales actuantes, así como para ratificar el efecto de la interacción entre el enrocamiento y la alcantarilla. Estas celdas consisten de un colchón flexible circular de acero inoxidable (36.5 cm de diámetro y 2.5 cm de altura) que contienen etilen-glicol; la presión del flui-

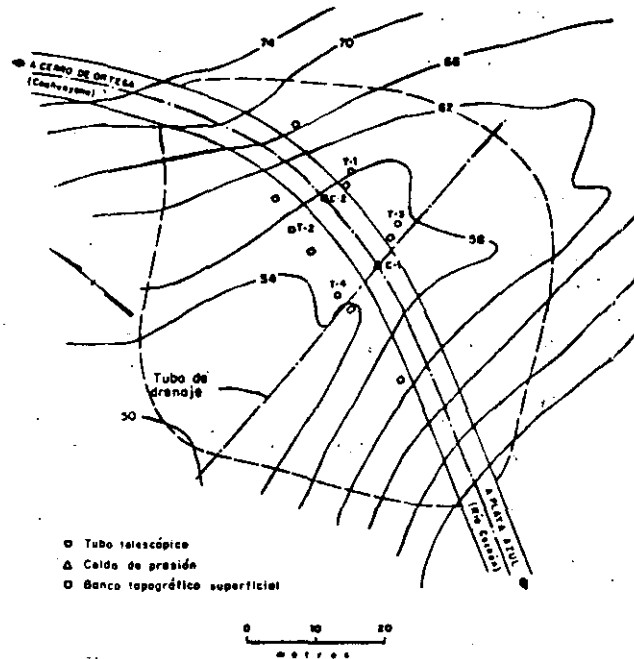


Fig 13. Planta de localización de la instrumentación dispuesta en el pedraplén "La Plazuela".

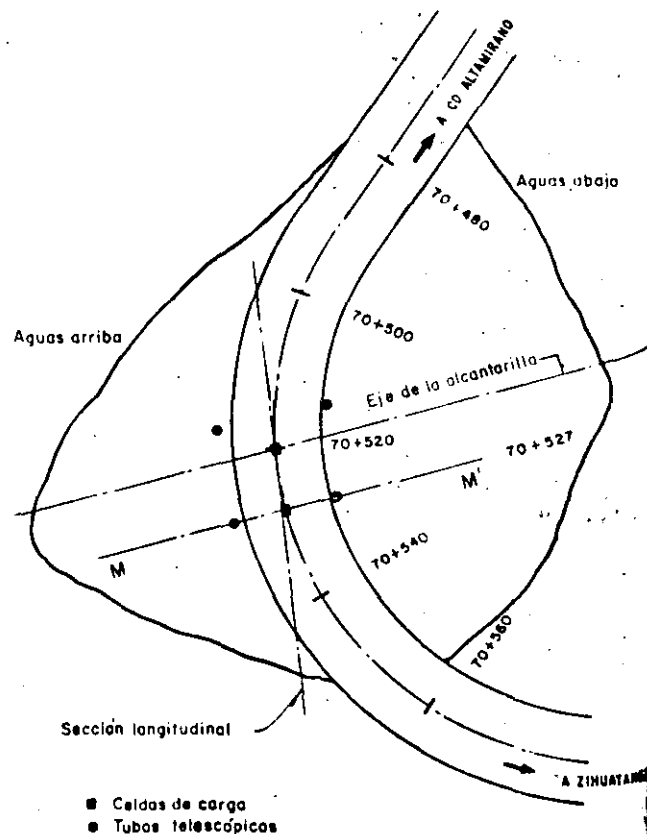


Fig 14. Planta de localización de la instrumentación dispuesta en el pedraplén "La Chachalaca".

provocado por los esfuerzos normales externos se mide neumáticamente con un transductor. El transductor y las mangueras del sistema se protegieron dentro de tubos metálicos, que se condujeron a las alcantarillas, le donde se efectúan las mediciones respectivas.

"La Chachalaca", una vez concluida su alantarilla rígida se dispuso en su interior en el cruce del eje del camino, una sección transversal instrumentada a fin de medir los desplazamientos que experimentan la bóveda y paredes, al ir construyendo el pedraplén final. Se anclaron referencias metálicas en la bóveda, las que se ligaron con un perno a sujeción al piso, mediante alambres de acero de longitudes diferentes y un extensómetro de 10 cm de carrera y sensibilidad de 0.01 cm. Antes de iniciarse el tendido de la alantarilla sobre la alcantarilla se realizó una medición, que corresponde a la condición inicial de construcción; durante ésta y posterior a ella, se han hecho otras mediciones que por diferencia con las iniciales, demuestran los desplazamientos convergentes de la bóveda y divergentes de las paredes.

Para terminar "La Plazuela" se dispusieron banquillos topográficos superficiales a lo largo de los bordes. En "La Chachalaca" se colocaron los bancos en cuatro líneas, una por cada talud y otra en cada talud; en este pedraplén se pusieron 25 referencias, además de mojeneras extremas de cada línea. Con su posición se registran topográficamente los desplazamientos mediante nivelación, y los desplazamientos horizontales con el establecimiento de líneas de colimación.

Los desplazamientos verticales dentro del pedraplén se midieron conforme se avanzó en la construcción y posteriormente durante su operación; ello se efectúa con un torpedo de medición cuyas aletas retráctiles se atan en el extremo inferior de cada tramo de tubo telescópico, lo que permite medir con una cinta metálica graduada la distancia de la boca a la boca del tubo en la superficie. Para cada medición que se realiza a través del tiempo se conoce por nivelación la cota de la boca; los niveles de los tramos de tubo dentro del pedraplén se obtienen simplemente al restarle a dicha cota, las profundidades medidas.

Los datos del inclinómetro se registraron en un puente de Wheatstone, que recoge la señal un transductor acoplado a un péndulo, los cuales se encuentran dentro de un torpedo estacionario. La sensibilidad del sistema es de un tercio de minuto de inclinación en un intervalo de $\pm 17^\circ$ respecto a la vertical.

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

Esfuerzos verticales.

En la Fig 15 se muestran las variaciones del esfuerzo vertical σ_z conforme se fue construyendo el pedraplén "La Plazuela"; se incluye el esfuerzo geostático γH . La celda No. 1

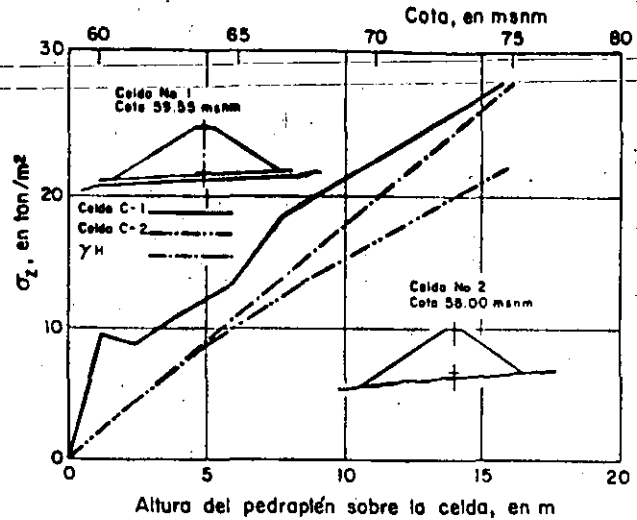


Fig 15. Esfuerzos verticales medidos en el pedraplén "La Plazuela" y sobre su alcantarilla flexible.

se encuentra 30 cm sobre la clave de la alcantarilla flexible, en tanto que la No. 2 se localiza en una sección transversal típica del pedraplén, distante de la alcantarilla. La variación en la celda No. 1 fue inicialmente un tanto errática, debido a las apreciables deformaciones del tubo; al final de la construcción el esfuerzo vertical sobre la clave es sensiblemente igual al γH sobreyacente, con ligero aumento después de la construcción. En el cuerpo del pedraplén, la celda No. 2 mostró una respuesta bien definida conforme se avanzó en la construcción. La variación del esfuerzo vertical no fue lineal, que correspondería a la condición geostática de un medio seminfinito, sino que se tuvieron cada vez incrementos más pequeños conforme se colocaron capas superiores; al final de la construcción se midió aproximadamente un 80% del peso del prisma sobreyacente.

En la Fig 16 se muestran las variaciones de σ_z durante la construcción del pedraplén La Chachalaca; de manera análoga al anterior, se dispusieron celdas de presión sobre la clave de la alcantarilla, en este caso rígida, y en una sección transversal alejada de ella. Los valores medidos sobre la clave resultan del orden de 175% de γH ; esta concentración de esfuerzo se debe a la mayor rigidez de la alcantarilla respecto al material circundante, con lo que se provoca un arqueo invertido al comprimirse menos la bóveda de la alcantarilla que el material del pedraplén a los lados de la misma. Una vez en operación el pedraplén, se detectó una ligera reducción de σ_z ; lo anterior parece reflejar los ciclos estacionales de sequía-lluvia, que producen asentamientos diferenciales sobre y cerca de la alcantarilla, los que a su vez provocan la acentuación del efecto de interacción material-térreo-estructura.

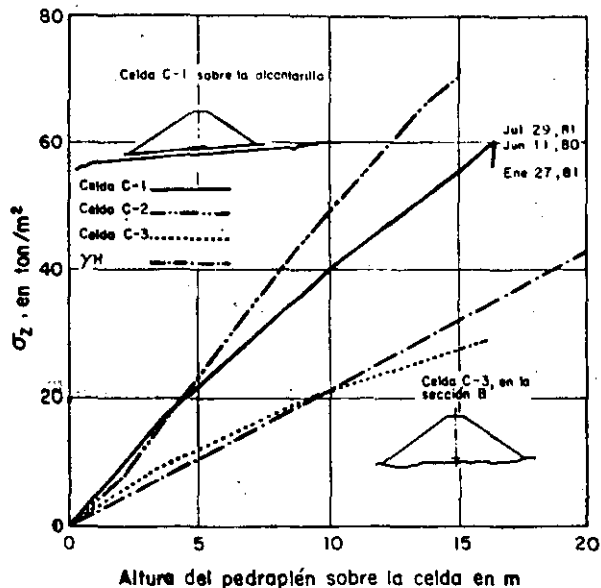


Fig 16. Esfuerzos verticales medidos en el pedraplén "La Chachalaca" y sobre su alcantarilla rígida.

En una sección alejada de la alcantarilla, se pudo constatar que los esfuerzos medidos fueron muy próximos al esfuerzo geostático al alcanzarse la altura máxima; al final de la construcción se midió un esfuerzo de aproximadamente el 85% del γH .

Con estos dos casos se pone en evidencia la importancia del conocimiento de los mecanismos de interacción entre la alcantarilla y el material del pedraplén. El esfuerzo sobre la clave no es simplemente el γH del prisma de material sobreyacente; así, se puede duplicar el valor de γH en una alcantarilla rígida (mampostería o concreto) o bien ser una fracción de ese valor en una flexible (acero, aluminio, plástico). Existen diversas soluciones teóricas para predecir las cargas sobre las alcantarillas; entre ellas se cuenta con una elástica propuesta por el Dr N Carrillo, la de Marston-Spangler y la sugerida por Terzaghi. La exposición de tales teorías está fuera del objetivo de este trabajo; en la ref 10 se hace una revisión de ellas. Adicionalmente, en la ref 11 se describe una técnica para evaluar, mediante el método de los elementos finitos; los asentamientos que se generan por el aumento en el grado de saturación de los materiales del pedraplén durante la temporada de lluvias.

5.2 Deformaciones verticales

Como resultado de las mediciones con sonda de asentamientos durante la construcción de los dos pedraplenes estudiados, se encontró que en ambos ocurrieron mayores deformaciones en las zonas bajas del pedraplén que en las superiores. En la Fig 17 se muestra la variación de las deformaciones verticales unitarias me-

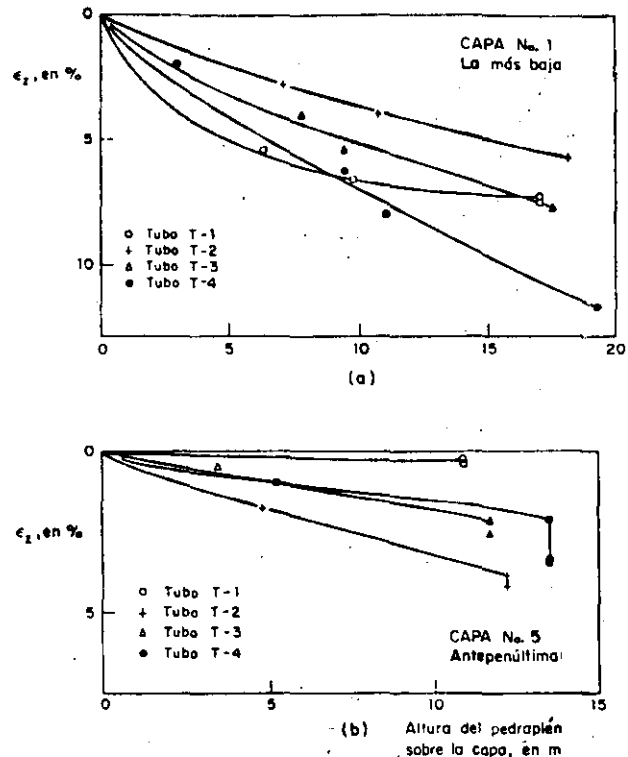


Fig 17. Deformaciones unitarias verticales medidas durante la construcción. Pedraplén "La Plazuela".

didadas conforme se fueron adicionando capas en cima; la capa del fondo experimenta valores de ϵ_z hasta del 10% (Fig 17a) en tanto que en la penúltima no llega al 5% (Fig 17b) para misma sobrecarga de material. Las diferencias de ϵ_z en diversas capas es síntoma de heterogeneidad en el material. Las deformaciones acumuladas en el período de construcción del pedraplén "La Plazuela" ascendió a 40 cm, mientras que en "La Chachalaca" fue de 60 cm; después de luego estos asentamientos se restituyen con más material durante la construcción, para dar finalmente la rasante de proyecto.

Ya durante la operación es muy significativa la relación entre la ocurrencia de asentamientos y la temporada de lluvias. En la Fig 18 perteneciente al pedraplén "La Plazuela" puede apreciarse el fuerte asentamiento entre julio y septiembre del primer año de servicio el cual disminuye en las subsecuentes temporadas de lluvia. Lo anterior se repite en "La Chachalaca" con la salvedad de que los asentamientos en los lados izquierdo y derecho son desiguales, como se observa en la Fig. 19; ello se debe a la efectividad de un drenaje de generosas dimensiones situado en el hombro izquierdo (aguas abajo), que permite desalojar el agua hasta el propio pie del pedraplén sin verterla sobre los taludes.

Las estimaciones de asentamientos, con base en el coeficiente de compresibilidad definido

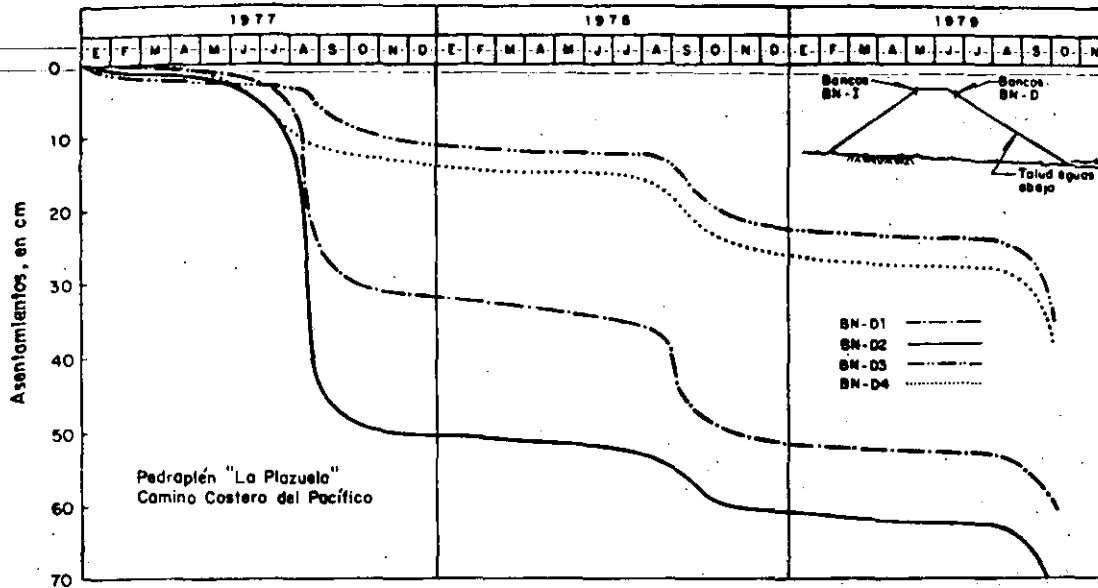


Fig. 18. Asentamientos de los bancos topográficos superficiales en la vecindad del hombro aguas abajo. Pedraplén "La Plazuela".

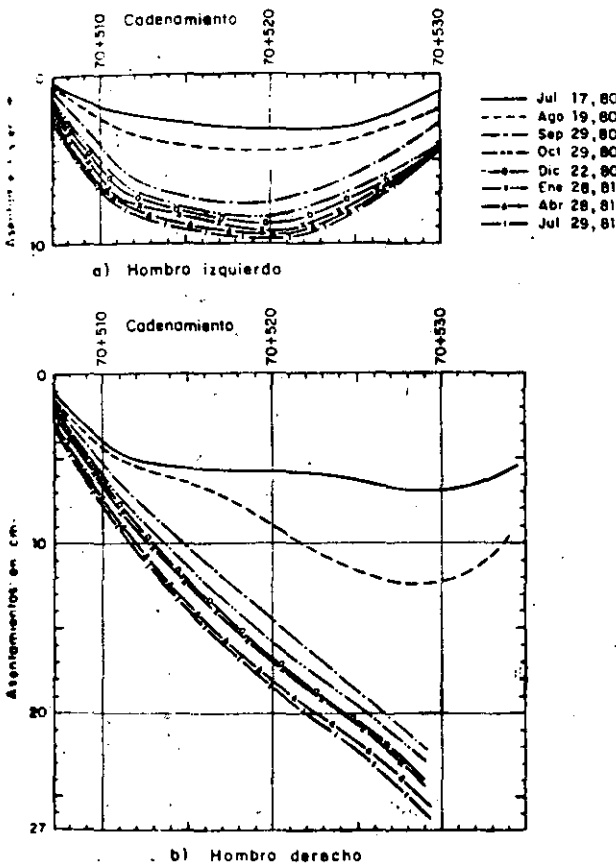


Fig. 19. Asentamientos de los hombros del pedraplén "La Chachalaca" durante su operación.

en los ensayos con las mezclas No 10 y No 14, dieron valores muy semejantes a los medidos antes de la temporada de lluvias en ambos pedraplenes; ello ratifica la conveniencia de recurrir a los resultados de los ensayos de compresibilidad y resistencia de esas mezclas tipo, para predecir el comportamiento de pedraplenes.

Los asentamientos ocurridos en "La Plazuela" después de cinco años de operación son de aproximadamente 70 cm, mientras que en la Chachalaca asciende a 30 cm en dos años.

5.3 Deformaciones horizontales

Los desplazamientos horizontales durante la construcción en ambos pedraplenes, medidos con inclinómetro, fueron moderados; no excedieron en ningún caso los 10 cm. Ya durante la operación se hizo notorio el efecto de las lluvias; en la Fig 20 se muestran los desplazamientos laterales experimentados por los bancos del hombro aguas abajo en "La Plazuela". En la Fig 21 se pone en evidencia nuevamente la bondad de un buen sistema de drenaje superficial en el pedraplén "La Chachalaca"; tales desplazamientos superficiales repercuten hasta incluso 9 m de profundidad como se distingue en la Fig 22.

La combinación de los desplazamientos verticales y horizontales experimentados por estos dos pedraplenes, dio como resultado agrietamientos longitudinales y transversales, de hasta 4 cm de abertura en La Plazuela; estos agrietamientos no ponen en peligro la estabilidad de dichas estructuras, pero de haberse construido el pavimento definitivo inmediatamente después de las terracerías, aquéllos hubieran originado molestias y gastos adicionales para su reparación y mantenimiento.

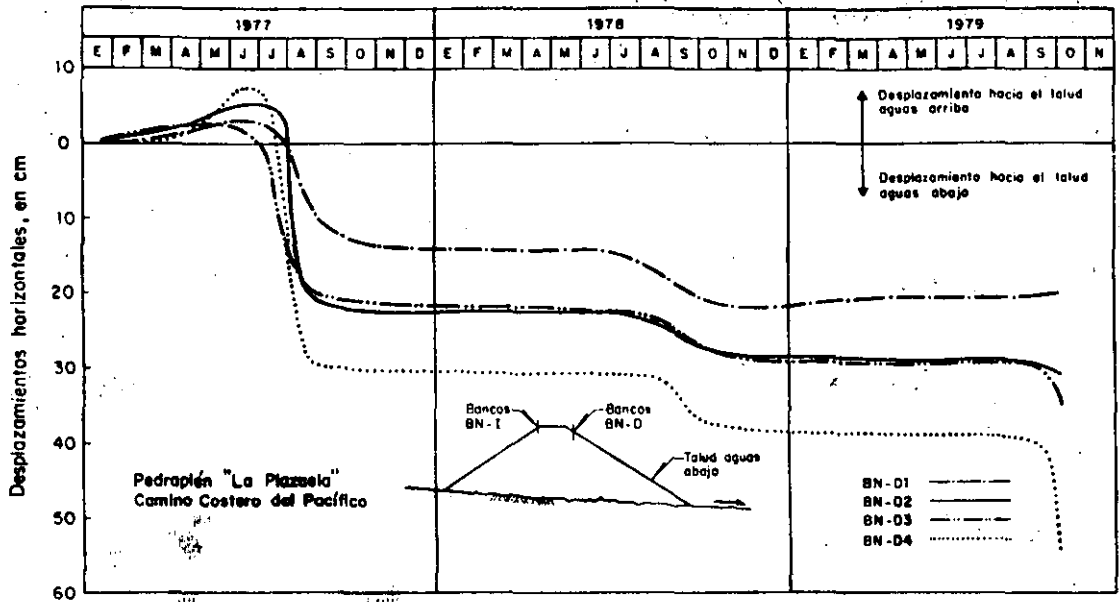


Fig. 20. Movimientos horizontales de los bancos topográficos superficiales en la vecindad del hombro aguas abajo. Pedraplén "La Plazuela".

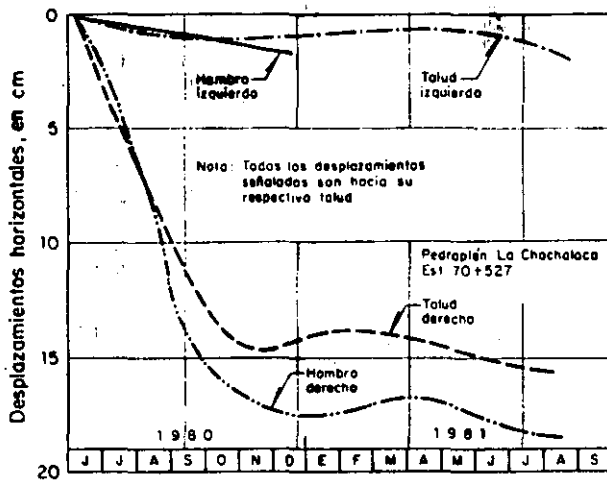


Fig. 21. Desplazamientos laterales superficiales en el pedraplén "La Chachalaca" durante su operación.

5.4 Deformaciones de las alcantarillas

De las mediciones realizadas en la alcantarilla de mampostería del pedraplén La Chachalaca, se desprende que los desplazamientos radiales de la bóveda son convergentes, ver Fig 23, sensiblemente simétricos y con un máximo de aproximadamente 11 mm, al cabo de un año de operación. Los desplazamientos en la dirección horizontal y transversal de la alcantarilla son divergentes y de no más de 3 mm. La

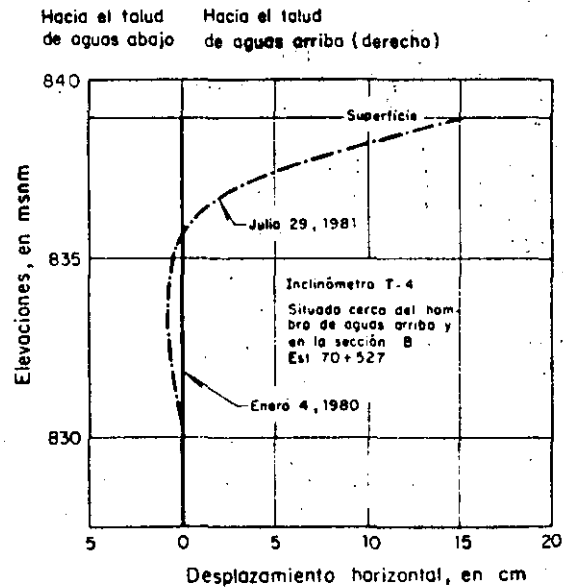


Fig. 22. Desplazamientos horizontales en la vertical bajo el hombro de aguas arriba, durante la operación del pedraplén "La Chachalaca".

mayor parte de las deformaciones de la bóveda ocurren durante la construcción, debido a los esfuerzos crecientes a que se ve sometida esta etapa; las deformaciones diferidas medidas representan aproximadamente 10% de las servadas al cabo de la construcción.

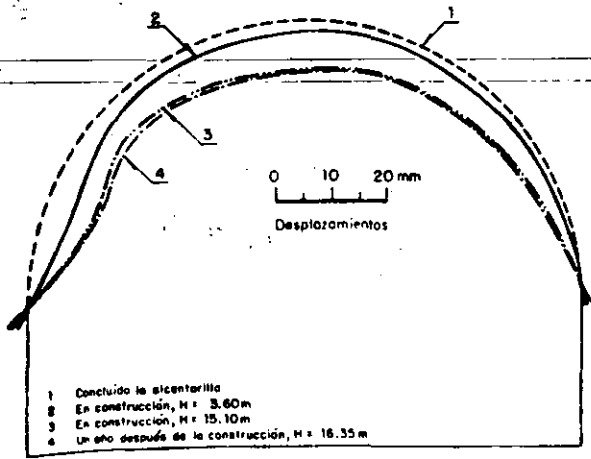


Fig 23. Deformaciones medidas de la bóveda del pedraplén "La Chachalaca".

Para complementar las mediciones de campo, se llevó a cabo un análisis con el método de los elementos finitos (ref 11) con el que se calcularon deformaciones de la bóveda muy semejantes a las medidas; con ello se ratificó la validez de esta técnica analítico-numérica.

Lo que se refiere al tubo acanalado de la bóveda del pedraplén La Plazuela, se midieron deformaciones apreciables que llevaron al tubo inicialmente circular a una forma elipsoidal, sobretodo en la parte bajo la calzada del camino. Al final de la construcción se midió en la sección transversal de la alcantarilla bajo el eje del camino, una diferencia de 48 cm entre sus dimensiones horizontal (aumentada) y vertical (disminuida), lo que representa una deformación unitaria de 7.5% en cada dirección.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La ocurrencia de los mayores asentamientos y desplazamientos laterales en el cuerpo de un pedraplén carretero, así como de la generación de agrietamientos, coincide con la temporada de lluvias. Al parecer ocurre un fenómeno de colapso por la baja cantidad de agua que poseen estos materiales al ser colocados en el pedraplén.

Toda vez que económicamente sea factible añadir agua a los materiales durante su construcción, es técnicamente, muy justificable. De otra manera, es recomendable no construir el pavimento definitivo sino después de sufrir una temporada de lluvias, y construir obras de drenaje superficial de tamaños suficientes. En pedraplenes cuyos alineamientos faciliten el escurrimiento de agua hacia ellos, y tratándose de zonas con fuertes lluvias, la obra de drenaje tipo canal que se empleó en el pedraplen "La Chachalaca", permite encauzar con eficiencia el agua prácticamente hasta el pie del pedraplén.

b) La predicción teórica de asentamientos sobre la base de los resultados de laboratorio coincide con las deformaciones medidas antes de la temporada de lluvias. Usando ensayos simples de clasificación y caracterización de los componentes de cierto enrocamiento-suelo, es posible asignarle por comparación los parámetros de compresibilidad y resistencia de mezclas tipo ensayadas en el laboratorio.

Para poder predecir los asentamientos que ocurrirán después de una temporada de lluvias, se sugiere llevar a cabo ensayos de laboratorio con mezclas de enrocamiento-suelo, que se someterían a procesos de humedecimiento bajo carga; tal procedimiento no se incluyó en la etapa inicial de la investigación, ya que su importancia se evidenció después de instrumentar los dos prototipos.

c) Se midieron en los pedraplenes deformaciones desiguales a través de su cuerpo; en ambos se detectaron deformaciones mayores en las zonas más bajas comparando desde luego bajo mismas sobrecargas. Esto se debe primordialmente a la presencia de material más alterado y compresible en las zonas más profundas del pedraplén, debido a la explotación por capas del corte.

El procedimiento de construcción actual de los pedraplenes, favorece la formación de una masa heterogénea. Para pedraplenes altos parece conveniente la explotación del banco de préstamo en frentes verticales, a fin de facilitar la mezcla de los suelos superficiales con los fragmentos rocosos menos intemperizados y más profundos.

Otra alternativa para reducir la compresibilidad de pedraplenes altos, es la separación de los materiales según su tamaño, para zonificarlos en el cuerpo del pedraplén. Para el caso, el material de los cortes debería separarse en por lo menos dos fracciones, por ejemplo en mayores y menores de 30 cm. La fracción menor se colocaría hacia el centro en capas de unos 50 cm de espesor, mientras que la fracción mayor se dispondría en las zonas cercanas a los taludes en espesores de 1 a 2 m.

Otro aspecto que provoca heterogeneidades en el pedraplén es el balconeo del material desde los flancos de una cañada, debido a la segregación de los materiales; sería deseable transportarlos a través de rampas de acceso por medios apropiados.

d) Debe tenerse en cuenta en el análisis y diseño de las alcantarillas bajo pedraplenes el fuerte efecto de interacción material térreo-estructura. En una alcantarilla rígida de mampostería o concreto ocurre concentración de esfuerzo vertical debido a un efecto de arco invertido; así, el esfuerzo sobre la clave puede resultar casi el doble del peso propio, como se midió en el pedraplén "La Chachalaca". Por el con-

trario, en una alcantarilla flexible de lámina acanalada de acero ocurre un efecto de arqueado, con lo que el esfuerzo sobre su clave puede resultar incluso menor al geotático, como se midió en el pedraplén "La Plazuela". Existen soluciones analíticas y analítico-numéricas que permiten estimar la magnitud y distribución de las presiones que actúan sobre las alcantarillas tanto rígidas como flexibles.

- e) La construcción de pedraplenes por capas está ampliamente justificada. Para estructuras de menos de 20 m de altura, tres pasadas de tractor (bandeo) del peso de un D-8 en cada capa parece suficiente con tal de que los fragmentos rocosos de más de 75 cm sean colocados cerca de los taludes.

RECONOCIMIENTOS

Se reconoce el patrocinio de la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través de su Dirección General de Carreteras Federales, para la realización de esta línea de investigación que inició el Prof. R J Marsal.

Merecen agradecimiento los ingenieros de la Oficina de Geotecnia de la DGCF y los residentes de los caminos, quienes participaron con el autor en la selección de sitios y la planeación e instrumentación de los pedraplenes; en esta última tarea se reconoce la valiosa colaboración del Sr. Orlando Palacios L del Instituto de Ingeniería, UNAM.

REFERENCIAS

1. Vargas, F (1975) "Proyecto y construcción de carreteras", ponencia mexicana al XV Congreso Mundial de Carreteras, Tema 1, México

2. Marsal, R J y Fuentes, A (1975) "Enrocamientos contaminados por suelos", Informe del II-UNAM a la SOP
3. Mendoza, M J (1979) "Behavior of contaminated rockfills for roads". 2a parte de la potencia mexicana al XVI Congreso Mundial de Carreteras, Tema 2, Viena
4. Mendoza, M J (1979) "Comportamiento del pedraplén La Plazuela después de la construcción. Camino Costero del Pacífico", Informe del II-UNAM a la SAHOP
5. Mendoza, M J (1982) "Comportamiento del pedraplén La Chachalaca durante su construcción y operación. Camino México-Zihuatanejo". Informe del II-UNAM a la SAHOP
6. Marsal, R J (1972) "Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas", Publicación Series No 306 del Instituto de Ingeniería, UNAM
7. S.O.P. (1965) Proyectos tipo de obras de drenaje para carreteras, Dirección General de Proyectos y Laboratorios, México
8. S.O.P. (1974), Especificaciones generales de construcción, Parte Tercera, México
9. Penman, A y Charles, J (1975) "Deformations and stresses in rockfill over a rigid culvert", Building Research Establishment, current paper 100/75
10. Mendoza, M J, Romo M P y Magaña, R (1982) "Cargas sobre alcantarillas de pedraplenes", Informe del II-UNAM a la SAHOP
11. Mendoza, M J, Romo M P y Magaña, R (1983) "Pressures on a road-embankment rigid culvert", Memorias del 7° CPMSIC, Vol I, p 389, Vancouver.



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

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

INTRODUCCION A LOS GEOTEXILES Y SUS APLICACIONES

M. en I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

INTRODUCCION A LOS GEOTEXTILES Y SUS APLICACIONES

El presente documento tiene por objeto definir el término **GEOTEXTIL**, enumerar los tipos que se conocen a la fecha y describir algunas de sus aplicaciones.

Con el término **geotextil** definimos a las telas que se usan en la Geotecnia, existen diferentes tipos de geotextiles de acuerdo a su fabricación y al tipo de fibras que lo -- constituyen.

TIPOS DE GEOTEXTILES

De acuerdo a su fabricación existen tres tipos - distintos que son:

- a) **Materiales entrelazados.** - Son los que todo el -- mundo conoce y consisten en dos series de hilos y/o fibras y/o cables, generalmente entrelazados en forma perpendicular o poligonal constituyendo una verdadera malla.
- b) **Materiales que constituyen una verdadera tela,** - también muy usados y son aquellos que están cons-- tituidos por fibras unidas mediante un verdadero tejido de punto.
- c) **Materiales no tejidos.** Consisten en fibras que - se colocan al azar, estos tipos de geotextiles no son muy conocidos por lo que merecen la explica-- ción que se da a continuación:

La etapa inicial de su fabricación consiste en colocar en la zona que se quiera refor-- zar, las fibras al azar formando una tela -

heterogénea sin resistencia; en una segunda etapa la resistencia de la tela se obtiene por alguno de los procedimientos de unión - química, térmica o mecánica que se indica a continuación.

UNION QUIMICA. Se le agrega una sustancia química a las fibras para unir las y formar la tela.

UNION TERMICA. Con las fibras colocadas al azar son calentadas y comprimidas, lo que causa su fundición parcial y que se adhieran entre sí.

UNION MECANICA. Por traslape y cosido de geotextiles de menor tamaño.

Los geotextiles no tejidos son relativamente gruesos (de 2 a 5 mm. de espesor) mientras que los otros son más delgados (0.5 a 1 mm.).

En resumen un geotextil se puede obtener por la combinación de dos o más tipos de fabricación.

POLIMEROS. Los geotextiles difieren de los polímeros porque estos pasan a formar las fibras de los geotextiles entre los polímeros más empleados se cuentan el poliéster, polipropileno, el polietileno, etc.

Con respecto al intemperismo químico y biológico propiciado por el terreno natural, se pueden esperar decenas de años en la vida útil de los mismos en un ambiente normal. Pero en medios donde se encuentran combustibles como el diesel,

ácidos altamente concentrados o las aguas alcalinas pueden tener un envejecimiento prematuro; por otra parte todos los polímeros son afectados por la luz, por lo que en su fabricación y colocación es necesario evitar su exposición a los rayos solares; sobre todo a tiempos de exposición muy largos de luz ultravioleta. En algunos casos el geotextil estará permanentemente expuesto a la luz, por lo que debe protegerse.

APLICACIONES DE LOS GEOTEXTILES

En la práctica un geotextil puede tener una o varias aplicaciones; en este artículo se describen algunas aplicaciones y se da un ejemplo en cada caso.

- 1.- Dren.- La tela geotextil se coloca en un suelo de baja permeabilidad, a través del cual fluye lentamente el agua; la función del geotextil será la de captar el agua y trasladarla al exterior. Ejemplo: Un dren chimenea en el talud de aguas abajo del corazón impermeable de una presa de materiales graduados. Fig. 1.a
- 2.- Membrana impermeable.- La tela geotextil se impregna de un material aislante, en este caso a diferencia de los demás se tiene un geotextil modificado. El material aislante puede ser asfalto o el plástico su función, es detener los líquidos y gases. Ejemplo: Recubrimiento de un canal (Fig. 1.b.)

3.- Subdrenes de zanja.- La tela geotextil forma parte del subdren y a manera de envoltura sirve para que capte y pase el agua a través de él, pero no permite que pase el suelo fino.

Dos circunstancias deben distinguirse:

- Se presenta un flujo laminar: como ejemplo se tiene un subdren de zanja. (Fig. 1.c)
- Flujo dinámico; como ejemplo se tiene la protección de un muelle en el que el geotextil se coloca entre el talud natural y el enrocamiento que forma el muelle. (Fig. 1.d)

4.- Filtro.- La tela geotextil es colocada con el objeto de detener las partículas sólidas que contiene un fluido viscoso, dejando pasar solo el agua.

Ejemplo: Pozo de decantación (Fig. 1.e)

5.- Soporte o apoyo.- La tela geotextil se coloca entre una membrana impermeable y un material agrietado con el fin de prevenir que se reviente la membrana.

Ejemplo: El fondo de un canal viejo agrietado y que es revestido o pavimentado. (Fig. 1. f)

6.- Separador de materiales.- La tela geotextil se coloca entre dos materiales que tienden a mezclarse e -
incrustarse, entre otras cosas por los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas o por pesos propio; su función es mantener separados estos materiales o suelos y minimizar la incrustación.

Un ejemplo es la colocación de la geotextil sobre el terreno natural que soporta el balasto de una vía de F.F.C.C. (Fig. 1. g)

- 7.- Superficie de rodamiento: La tela geotextil se coloca sobre el terreno natural para suministrar una superficie de rodamiento plana y limpia para el tránsito.
Ejemplo: Helipuerto sobre el terreno natural. (fig.1.h)
- 8.- Malla de contención.- La tela geotextil se coloca sobre un talud de una masa de roca y/o suelo, con el fin de prevenir caídas.
Ejemplo: Malla colocada sobre un talud. (Fig. 2. a)
- 9.- Membrana.- La tela geotextil se coloca entre dos materiales que tienen diferentes resistencias; su función es la de retener los esfuerzos que le produzca en la capa de mayor resistencia.
Ejemplo: Camino revestido para impedir que las llantas de un vehículo se hundan sobre la capa subrasante formada por material de mala calidad. (Fig. 2. b)
- 10.- Anclaje.- La tela geotextil une a dos masas de suelo y roca las cuales tienden a moverse.
Ejemplo: Los anclajes de un muro de retención.
(Fig. 2. c)
- 11.- Fijadora.- La tela geotextil se coloca sobre un suelo cuyas partículas tienen tendencia a moverse.
Ejemplo.- Prevensión de la erosión de un talud
(Fig. 2. d)
- 12.- Refuerzo.- La tela geotextil se coloca en un suelo que no es capaz de tomar los esfuerzos de tensión, su función es absorber dichos esfuerzos.
Ejemplo: Masa de suelo armada con capas multiples de geotextiles. (Fig. 2 e)

- 13.- Amortiguador.- La tela geotextil se coloca sobre una masa de suelo sometida a impactos y vibraciones, su función es reducir la intensidad de los impactos y vibraciones transmitidas a la masa de suelo.
Ejemplo: El uso de un geotextil entre los durmientes y el balasto. (Fig. 2 . f)
- 14.- Refuerzo para evitar agrietamientos superficiales.- La tela geotextil se colocará entre dos capas que tienen una tendencia a reflejar las grietas; su función será evitar que se transmita el agrietamiento de la capa inferior a la superior. (Fig. 2 . g)
- 15.- Ligadura.- La tela geotextil se coloca entre dos materiales que no deben tener movimientos, su función será incrementar su resistencia (adherencia y fricción) entre esos materiales (Fig. 2. h.)
- 16.0 Lubricante.- La tela geotextil se coloca entre dos materiales los que se deben desplazar entre si; su función es reducir su resistencia en la superficie de contacto (adherencia y fricción)
Ejemplo: Una capa multiple de concreto, geotextil, geomembrana y pavimento para un recubrimiento de un canal donde se esperan movimientos diferenciales.
(Fig. 2. i)

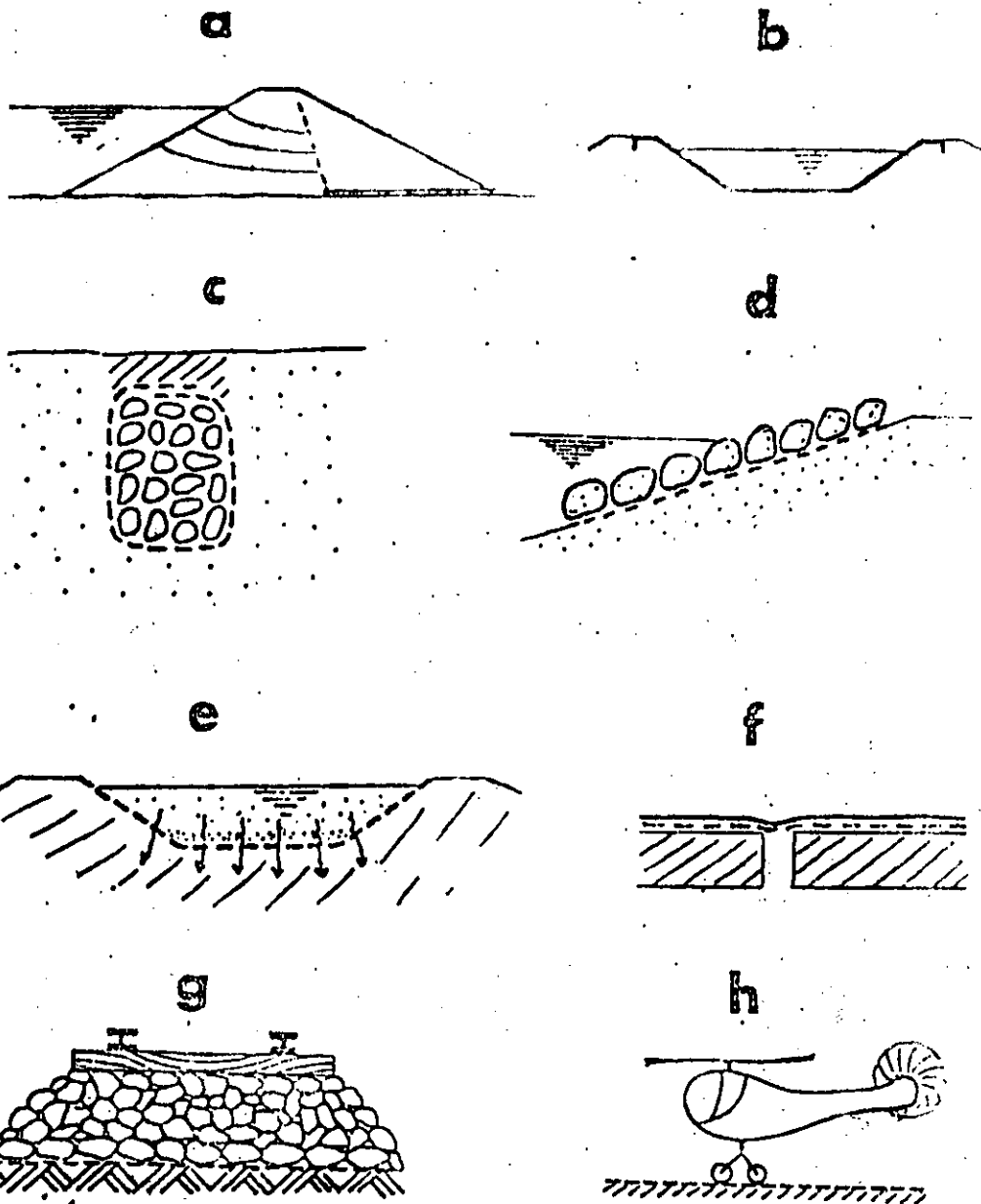


FIGURA No. 1.

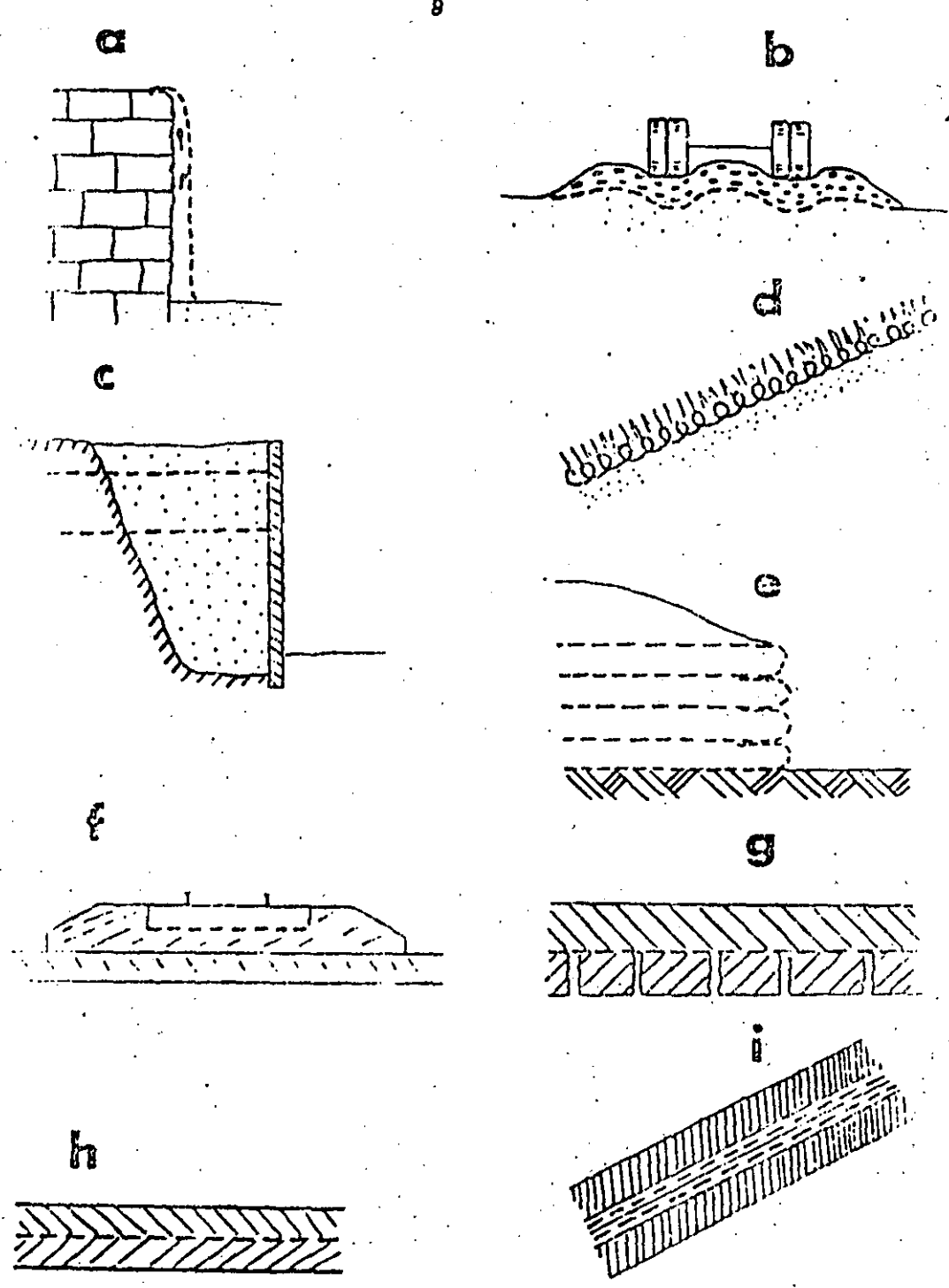


FIGURA No. 2



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

**CURSOS ABIERTOS
GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

CIMENTACIONES PROFUNDAS

ING. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

ABRIL 1994

8. CIMENTACIONES PROFUNDAS

Agustín Deméneghi Colina*

8.1 Nota preliminar

Se emplea una cimentación profunda cuando los estratos someros del subsuelo no tienen las características necesarias para soportar con seguridad las cargas que transmite una estructura, por lo que se hace necesario apoyar los cimientos en estratos profundos que tengan las condiciones necesarias para cumplir los requisitos de seguridad de una cimentación.

Las cimentaciones profundas más usuales para edificios son las pilas o pilotes, que son columnas que quedan dentro del subsuelo y que sirven para transmitir las cargas a estratos profundos. La diferencia entre pilas o pilotes estriba en el diámetro de su sección horizontal; en las primeras el diámetro es mayor o igual que un metro, mientras que los pilotes suelen tener un lado o diámetro menor o igual que 60 cm. Las pilas usualmente se construyen coladas en el lugar o con el procedimiento del "pozo indio"; los pilotes se pueden colar en el lugar o colarse en la superficie del terreno e hincarse a golpes con un martinete (pilotes precolados).

Anteriormente era común utilizar pilotes de madera hincados a golpes, pero actualmente se emplean pilotes de concreto reforzado o concreto presforzado, o pilotes de acero.

Un aspecto importante durante la construcción de pilas o pilotes consiste en verificar que estos elementos tengan una dirección lo más cercana posible a la vertical. Las Normas de Cimentaciones especifican que "la desviación de la vertical del pilote no deberá

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

ser mayor que $3/100$ de su longitud para pilotes de capacidad de carga por punta y de $6/100$ en los otros casos".

Generalmente se recomienda que la separación entre los centros de pilotes con un diámetro "d" en su cabeza no sea menor que $2.5 d$. Si la separación es menor, el levantamiento del suelo producido por el hincado de los pilotes puede ser excesivo, y el hincado de cada pilote puede desplazar o levantar a los elementos adyacentes. Por otra parte, una separación mayor que $4 d$ puede ser muy costosa, por lo que la separación comúnmente oscila entre los límites anteriores. (Terzaghi y Peck 1967).

El hincado de los pilotes ocasiona desplazamientos del estrato blando, y una expansión de la superficie del terreno, lo que produce un remoldeo del suelo y puede provocar daños a las estructuras colindantes. Para evitar esto, en ocasiones se hace una perforación previa en los estratos blandos, cuya área suele ser de $1/2$ a $2/3$ del área de la sección transversal del pilote; es común que esta perforación se suspenda uno o dos metros arriba del nivel de desplante de los pilotes.

Desde el punto de vista de trabajo físico de los pilotes, éstos se dividen en pilas o pilotes de punta, o pilotes de fricción. Los primeros transmiten las cargas de la estructura a un estrato profundo resistente, mientras que los pilotes de fricción no alcanzan un material resistente, quedando "embebidos" en los estratos blandos, por lo que su capacidad de carga la proporciona fundamentalmente la fricción que se genera sobre el área lateral del pilote.

Existen además pilotes de tipo especial que se emplean para ciertas condiciones particulares, como cuando se presenta hundimiento regional.

8.2 Pilas o pilotes de punta

El propósito de una cimentación a base de pilas o pilotes de punta es transmitir las cargas de la estructura a estratos profundos que reúnan las condiciones necesarias para garantizar la estabilidad de la cimentación.

Consideremos un edificio cimentado sobre pilotes de punta, como el mostrado en la fig 8.1. Debido a que el conjunto de pilotes tiene una rigidez mucho mayor que la del terreno adyacente a la losa de cimentación, en esta clase de cimentación la carga total del edificio la toman los pilotes, y lo único que contribuye a la estabilidad de la cimentación es la subpresión de agua que se presenta en la losa de cimentación (fig 8.1).

Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales

$$\Sigma F_{\text{verticales}} = - W_{\text{ed}} - n W_{\text{pil}} + U + n C_{\text{pa}} = 0 \quad (8.1)$$

donde

W_{ed} = peso total del edificio, incluyendo el cajón de cimentación, en toneladas

W_{pil} = peso de un pilote, en toneladas

U = subpresión de agua, en toneladas

C_{pa} = capacidad de carga admisible por punta del pilote, en toneladas

n = número de pilotes

De la ec 8.1 despejamos el número de pilotes

$$n = (W_{\text{ed}} - U) / (C_{\text{pa}} - W_{\text{pil}}) \quad (8.2)$$

La capacidad de carga admisible en la punta de un pilote se obtiene de la siguiente forma

$$C_{\text{pa}} = C_{\text{pd}} / FS + u a_p \quad (8.3)$$

siendo C_{pd} = capacidad de carga última en la punta del pilote
 $C_{pd} = q_d a_p$ (8.4)
 FS = factor de seguridad, el cual, después de que se han tomado en cuenta todos los factores que intervienen en la estabilidad de un pilote, no debe ser menor que 2 (Zeevaert 1973)
 u = presión hidráulica al nivel de desplante del pilote
 a_p = área de la sección transversal del pilote

Existen varias teorías para determinar la capacidad de carga última de un suelo q_d (en unidades de esfuerzo). Veremos en este inciso el criterio de Zeevaert.

Criterio de Zeevaert (1973)

La capacidad de carga última del terreno de cimentación está dada por

$$q_d = \alpha_1 (c N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) \quad (8.5)$$

donde α_1 = factor de forma, que para pilotes de sección cuadrada o circular vale 1.2
 c = cohesión del suelo
 p'_v = presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote
 D_r = compacidad relativa del suelo
 N_c y N_q son factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ del suelo

Los factores de capacidad de carga N_c y N_q son función del desarrollo que alcanza la superficie de falla del suelo (fig 8.2). Si los pilotes se apoyan sobre la superficie de un estrato resistente (sin penetrar dentro de él), entonces $\beta = 0$ y los factores valen:

$$N_c = \tan (45^\circ + \phi/2) + \{ \exp [(3\pi/2 - \phi) \tan \phi] - 1 \} / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \tan \phi$$

$$N_q = \exp [(3\pi/2 - \phi) \tan \phi] / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (8.7)$$

Los pilotes pueden penetrar dentro del estrato resistente; Zeevaert hace la hipótesis de que el máximo desarrollo de la superficie de falla se alcanza para $\beta = \phi$ (fig 8.2), en cuyo caso los factores N_c y N_q valen

$$N_c = \tan (45^\circ + \phi / 2) + \{ \exp [(3\pi/2 + \phi) \tan \phi] - 1 \} / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \tan \phi \quad (8.8)$$

$$N_q = \cos^2 \phi \exp [(3\pi/2 + \phi) \tan \phi] / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (8.9)$$

Las distancias x y y correspondientes al máximo desarrollo de la superficie de falla (fig 8.2) están dadas por

$$x = B \cos \phi \exp [(3\pi/4 + \phi/2) \tan \phi] / 2 \cos (45^\circ + \phi/2) \quad (8.10)$$

$$y = B \sen \phi \exp [(3\pi/4 + \phi/2) \tan \phi] / 2 \cos (45^\circ + \phi/2) \quad (8.11)$$

Por lo tanto, si los pilotes quedan apoyados sobre la superficie del terreno resistente, se emplean las ecs 8.6 y 8.7. Si los pilotes penetran dentro del estrato resistente una distancia mayor o igual que "y" (dada por la ec 8.11), se usan las ecs 8.8 y 8.9. Si los pilotes penetran una distancia menor que "y", se interpola entre los casos anteriores.

Con frecuencia las operaciones de construcción de pilas o pilotes producen remoldeo del suelo blando alrededor de estos elementos, por lo que se presenta el fenómeno de fricción negativa, que consiste en que el terreno alrededor del pilote se desplaza hacia abajo, "colgándose" del mismo (fig 8.3). Este fenómeno también ocurre en las localidades donde existe hundimiento regional de la superficie del terreno, producido por la consolidación debida al bombeo del agua del subsuelo. La fricción negativa se suma a las acciones que obran sobre el pilote, reduciendo la capacidad de carga de éste, en la forma

siguiente

$$C_{pd} = q_d a_p + u a_p - FN$$

Pero $u = p_v - p'_v$

y $q_d = \alpha_1 (c_u N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1)$

$\therefore C_{pd} = q_d a_p + u a_p - FN$

$$C_{pd} = \alpha_1 c_u N_c (D_r + 0.1) a_p + [\alpha_1 N_q (D_r + 0.1) - 1] p'_v a_p + p_v a_p - FN$$

Pero

$$\alpha_1 N_q [(D_r + 0.1) - 1] p'_v a_p \approx \alpha_1 N_q [(D_r + 0.1)] p'_v a_p$$

$$\therefore C_{pd} = \alpha_1 (c_u N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) a_p + p_v a_p - FN \quad (8.12)$$

Para obtener la capacidad de carga admisible, el factor de seguridad se aplica al primer término del segundo miembro

$$C_{pa} = [\alpha_1 (c_u N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) / FS + p_v] a_p - FN \quad (8.13)$$

siendo FN la fricción negativa que obra sobre el pilote.

Fricción negativa

Veremos a continuación el método simplificado de Zeevaert (1973) para valuar la fricción negativa. La transferencia de carga de suelo sobre pilote, en una altura dz de pilote, está dada por (fig 8.4)

$$[\partial(FN)/\partial z] dz = 2 \pi r s dz$$

Denominemos ω al perímetro del pilote $\omega = 2 \pi r \quad (8.14)$

$$\therefore d(FN) = \omega s dz \quad \text{y} \quad FN = \int_0^L \omega s dz \quad (8.15)$$

La resistencia al corte "s" está dada por

$$s = p_h \tan \phi_p \quad (8.16)$$

donde p_h = presión horizontal sobre el pilote
 ϕ_p = ángulo de fricción interna entre suelo y pilote

Valuemos a continuación la presión horizontal en función de la cohesión "c", del ángulo " ϕ " y de la presión vertical p_v . Con el auxilio de la fig 8.5 se puede demostrar que

$$p_h = p_v (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi) - 2 c \text{sen} \phi \cos \phi / (1 + \text{sen}^2 \phi) \quad (8.17)$$

En la arcilla de la ciudad de México se ha observado (Zeevaert 1973) que el hincado de los pilotes produce un remoldeo del suelo que rodea al pilote, formándose un anillo de suelo alterado alrededor del pilote, en el que ocurre un incremento de presión hidráulica, el cual se disipa tan pronto como el agua fluye hacia el suelo circundante y hacia el propio pilote si éste está formado por madera o concreto; un delgado anillo de suelo perfectamente remoldeado se consolida con el tiempo y el suelo tiende a ganar resistencia con este proceso. El incremento de resistencia es máximo en la interfase entre el fuste del pilote y el suelo, donde se presenta el fenómeno de adherencia entre estos materiales. La resistencia al corte exhibe un valor mínimo a una distancia de aproximadamente $r = 1.05 r_0$ a partir del centro del pilote, donde r_0 es el radio del pilote. La arcilla remoldeada se comporta a largo plazo como un material puramente friccionante, con la siguiente ley de resistencia (Zeevaert 1973)

$$s = p'_h \tan \phi_p \quad \text{con} \quad c = 0$$

Haciendo $c = 0$ en la ec 8.17

$$p'_h = p'_v (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$$

Por lo tanto $s = p'_v [(1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)] \tan \phi_p$

Sean $N'_\phi = (1 + \text{sen}^2 \phi) / (1 - \text{sen}^2 \phi)$

y $K_\phi = \tan \phi_p / N'_\phi = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$ (8.18)

De la fig 8.6 $p'_v = p'_{v_0} - \Delta p'_v$

$\therefore s = K_\phi p'_v = K_\phi (p'_{v_0} - \Delta p'_v)$

Sustituyendo en la ec 8.15

$$FN = \int_0^L \omega K_\phi (p'_{v_0} - \Delta p'_v) dz$$

$$FN = \int_0^L \omega K_\phi p'_{v_0} dz - \int_0^L \omega K_\phi \Delta p'_v dz$$

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi \int_0^L \Delta p'_v dz$$
 (8.19)

La forma de la curva de p'_v es similar a la de una parábola (fig 8.6), por lo que la integral del segundo término del segundo miembro de la ec 8.19 vale aproximadamente

$$\omega K_\phi \int_0^L \Delta p'_v dz \cong \Delta p'_v L / 3$$

Sustituyendo en la ec 8.19

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi \Delta p'_v L / 3$$
 (8.20)

Pero $FN = a' \Delta p'_v$ $\therefore \Delta p'_v = FN / a'$ (8.21)

siendo a' el área tributaria del pilote.

Sustituyendo la ec 8.21 en la ec 8.20

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi FN L / 3 a'$$

Despejando FN:

$$FN = (\omega K_{\phi} \int_0^L p'_{v_0} dz) / (1 + \omega K_{\phi} L / 3 a') \quad (8.22)$$

siendo

$$K_{\phi} = \tan \phi_p / N'_{\phi} = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi) \quad (8.23)$$

EJEMPLO

Determinar la capacidad de carga admisible por punta de un pilote apoyado en el estrato 5 de la fig 8.7. El diámetro del pilote vale 0.4 m y su longitud es 15.4 m. El área tributaria del pilote a' vale 3.0 m^2 . En el estrato resistente $c_d = 3 \text{ t/m}^2$, $\phi_d = 40^\circ$, $D_r = 0.85$; emplear un factor de seguridad $FS = 2$.

Solución

a) Cálculo de la fricción negativa

Se emplean las fórmulas

$$FN = (\omega K_{\phi} \int_0^L p'_{v_0} dz) / (1 + \omega K_{\phi} L / 3 a') \quad (8.22)$$

$$K_{\phi} = \tan \phi_p / N'_{\phi} = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi) \quad (8.23)$$

La cantidad $\int_0^L p'_{v_0} dz$ representa el área bajo el diagrama de presión vertical efectiva. De acuerdo con la tabla 8.1: $\int_0^L p'_{v_0} dz = 51.67 \text{ t/m}$.

$$\omega = 2 \pi r, \quad r = 1.05 r_0 = 1.05 (0.2) = 0.21 \text{ m}$$

$$\therefore \omega = 1.319 \text{ m}^2$$

Empleando un valor de $\phi = \phi_p = 26^\circ$ en la arcilla remoldeada alrededor del pilote, $K_\phi = 0.3305$

$$a' = 3 \text{ m}^2 \quad L = 15.4 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ec 8.22

$$FN = 10.83 \text{ t}$$

b) Capacidad de carga del pilote

La capacidad de carga admisible del pilote vale

$$C_{pa} = [\alpha_1 (c_d N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) / FS + p_v] a_p - FN \quad (8.13)$$

$$a_p = \text{área del pilote} = 0.126 \text{ m}^2$$

α_1 = factor de forma, que para pilotes de sección cuadrada o circular vale 1.2

c_d = cohesión del suelo en prueba drenada = 3 t/m^2

p'_v = presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote = $p'_{v_0} - \Delta p'_v$

$$\Delta p'_v = FN / a' = 10.83 / 3 = 3.61 \text{ t/m}^2$$

p'_{v_0} = presión efectiva inicial al nivel de desplante del pilote = 4.83 t/m^2

$$p'_v = 4.83 - 3.61 = 1.22 \text{ t/m}^2$$

p_v = presión total al nivel de desplante del pilote = 19.23 t/m^2

D_r = compacidad relativa del suelo = 0.85

N_c y N_q son factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ del suelo

Para $\phi = 40^\circ$ y $\beta = 0$, sustituyendo en las ecs 8.6 y 8.7

$$N_c = 95.63 \quad N_q = 81.24$$

Sustituyendo en la ec 8.13 ¹³

$$C_{pa} = 19.33 \text{ t}$$

Otro tipo de revisión necesaria consiste en la falla del grupo de pilotes, en la que el conjunto de pilotes puede penetrar en el terreno de apoyo como un bloque (fig 8.8). La revisión por este concepto se lleva a cabo considerando al grupo de pilotes como una gran pila de cimentación, utilizando los procedimientos de determinación de capacidad de carga vistos en este capítulo y en capítulos anteriores. Una condición que puede favorecer la falla del grupo de pilotes es la mostrada en la fig 8.8, donde bajo el estrato resistente existen sedimentos de consistencia blanda, los cuales pueden fallar por escasez de resistencia al corte, tal como se indica en la misma figura.

Entre las acciones accidentales más importantes se encuentran las debidas a sismo o a viento, las cuales ocasionan al nivel de la cimentación un momento de volteo y un cortante en la base (fig 8.9). El momento de volteo produce incrementos de carga en un extremo de la cimentación y decrementos de carga en el otro extremo. La magnitud de estos incrementos o decrementos de carga sobre los pilotes es usual determinarla empleando la fórmula de la escuadría sobre una sección horizontal de toda la planta de pilotes (fig 8.10).

La fuerza cortante en la base tiende a provocar el movimiento horizontal de la cimentación. Esto produce desplazamientos laterales de los pilotes, que ocasionan fuerzas cortantes y momentos flexionantes a lo largo de toda la longitud de los pilotes (fig 8.11).

Una cimentación con pilotes de punta puede sufrir hundimientos debidos a la deformación de los estratos que se encuentran bajo el nivel de desplante de los pilotes (fig 8.12). Si existen depósitos de suelos plásticos saturados bajo los pilotes, el hundimiento de la cimentación puede ser muy grande.

Pilotes de punta en la ciudad de México

Debido al hundimiento regional de la superficie del suelo en la zona del Lago de la ciudad de México, las cimentaciones con pilas o pilotes de punta tienden a emerger con respecto a la superficie del terreno. Esto se puede remediar dejando cierto espacio horizontal entre los pilotes y los predios vecinos, como se muestra en la fig 8.13.

Otra forma de resolver el problema consiste en el empleo de una cimentación del tipo del pilote de control, pero sin la colocación de los cubos de madera, como se ilustra en la fig 8.14. Esta medida es necesaria porque el momento de volteo debido a sismo o viento puede producir deformaciones excesivas en los cubos de madera, ocasionando un fuerte desplome permanente del edificio.

Con el dispositivo mostrado en la fig 8.14 los pilotes trabajan siempre como pilotes de punta; cada cierto lapso, por ejemplo cada año, se revisa el comportamiento de la cimentación, y en caso necesario, se aflojan las tuercas para bajar o para nivelar el edificio, así como prevenir que se presenten daños en las estructuras colindantes.

8.3. Pilotes de fricción

Una cimentación con pilotes de fricción queda "flotando" en los estratos blandos del subsuelo (fig 8.15). La capacidad de carga del pilote la proporciona fundamentalmente la fricción o adherencia lateral del suelo sobre el pilote. Comúnmente la capacidad de carga por punta de este género de pilote es baja comparada con la debida a la fricción.

En la arcilla de la ciudad de México es usual calcular la fuerza total de fricción multiplicando el área lateral del pilote por la cohesión aparente de la arcilla.

~~Uno de los principales problemas de una cimentación con pilotes de~~
fricción es el debido a la compatibilidad de deformaciones entre el terreno bajo la losa de cimentación y los propios pilotes. Dado que éstos tienen una rigidez muy superior al terreno, la carga total del edificio la toman fundamentalmente los pilotes, salvo que éstos penetren en el terreno. Por esta razón, si se asigna un factor de seguridad a los pilotes, la carga total del edificio la deben tomar exclusivamente estos elementos; el terreno en contacto con la losa de cimentación prácticamente no tomará carga alguna, salvo la debida a la subpresión del agua.

Otra forma de resolver el problema consiste en asignar un factor de seguridad unitario a cada pilote, es decir, permitir que los pilotes penetren dentro del terreno blando. En estas condiciones, la capacidad de carga por resistencia al corte del suelo la proporciona el terreno bajo la losa de cimentación, tanto para la primera como para la segunda combinación de acciones. Es claro que con este género de cimentación los pilotes se emplean fundamentalmente para reducir asentamientos, lo que se consigue si los estratos profundos del subsuelo son de menor compresibilidad que los depósitos superficiales.

Es claro que con los pilotes de fricción no se elimina en forma radical el problema del hundimiento de la cimentación, pues pueden ocurrir fuertes deformaciones de los estratos blandos del subsuelo, dado que la cimentación queda apoyada sobre éstos (fig 8.15). Por esta razón, es necesario determinar los posibles hundimientos de esta clase de cimentación, y verificar que no excedan los asentamientos establecidos como permisibles.

De manera análoga a la cimentación con pilotes de punta, en los pilotes de fricción se puede presentar una falla del grupo de pilotes (fig 8.16), la cual se revisa considerando al grupo como una gran pila, y utilizando los criterios para la determinación de la capacidad de carga del terreno vistos anteriormente.

Pilotes de fricción en la ciudad de México

La consolidación de los sedimentos blandos del subsuelo de la ciudad de México produce un fenómeno muy desfavorable para la estabilidad de los pilotes de fricción. Considerando que en una cimentación de esta clase se haya asignado un factor de seguridad a los pilotes, al ocurrir el hundimiento regional, se presenta en la cabeza de los pilotes el fenómeno de fricción negativa, el cual avanza hacia abajo conforme transcurre el tiempo. Si la fricción negativa avanza una suficiente profundidad, puede ocurrir que se presente la penetración del pilote en el estrato blando (fig 8.17). En efecto, la ecuación de equilibrio vertical es la siguiente

$$Q + FN = FP + C_p \quad (8.24)$$

A partir de que penetra el pilote, este fenómeno se presentará en el futuro de manera continua, pues cada pequeño incremento de fricción negativa producirá la penetración del pilote. Vemos entonces que las cimentaciones con pilotes de fricción con factor de seguridad, tienden a largo plazo a penetrar dentro del subsuelo; es decir, se trata de una cimentación que tiene cierto movimiento. La velocidad de hundimiento del pilote alcanza un valor intermedio entre la velocidad de asentamiento del terreno al nivel de la cabeza del pilote y la velocidad de asentamiento del suelo al nivel de la punta del pilote.

Este fenómeno se puede evitar en la ciudad de México asignando un factor de seguridad unitario al pilote, lo que garantiza que siempre haya un contacto continuo entre el terreno y la losa de cimentación y que además, cualquier incremento de fricción negativa en la cabeza del pilote haga penetrar a este, lo que conduce a que la cimentación siga el hundimiento de la superficie del terreno. Sin embargo, en este caso es muy importante revisar que el suelo bajo la losa de cimentación tenga la suficiente resistencia al corte para prevenir una falla por capacidad de carga, tanto para la primera como para la

segunda combinación de acciones; además, se deber verificar que los hundimientos de este género de cimentación sean menores que los establecidos como permisibles.

REFERENCIAS

Terzaghi, K y Peck, R B, Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd edition, Wiley, 1967

Zeevaert, L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973

TABLA 8.1
DETERMINACIÓN DE LA FUERZA DE FRICCIÓN NEGATIVA

Estrato	Espesor m	γ t/m ³	Presión efectiva t/m ²	Área del diagrama de presión efectiva t/m
1'	1.0	1.48	1.48	0.74
1''	3.2	1.48	3.02	7.19
2	3.1	1.16	3.51	10.12
3	1.9	1.14	3.78	6.93
4	6.2	1.17	4.83	26.69
			Suma	51.67

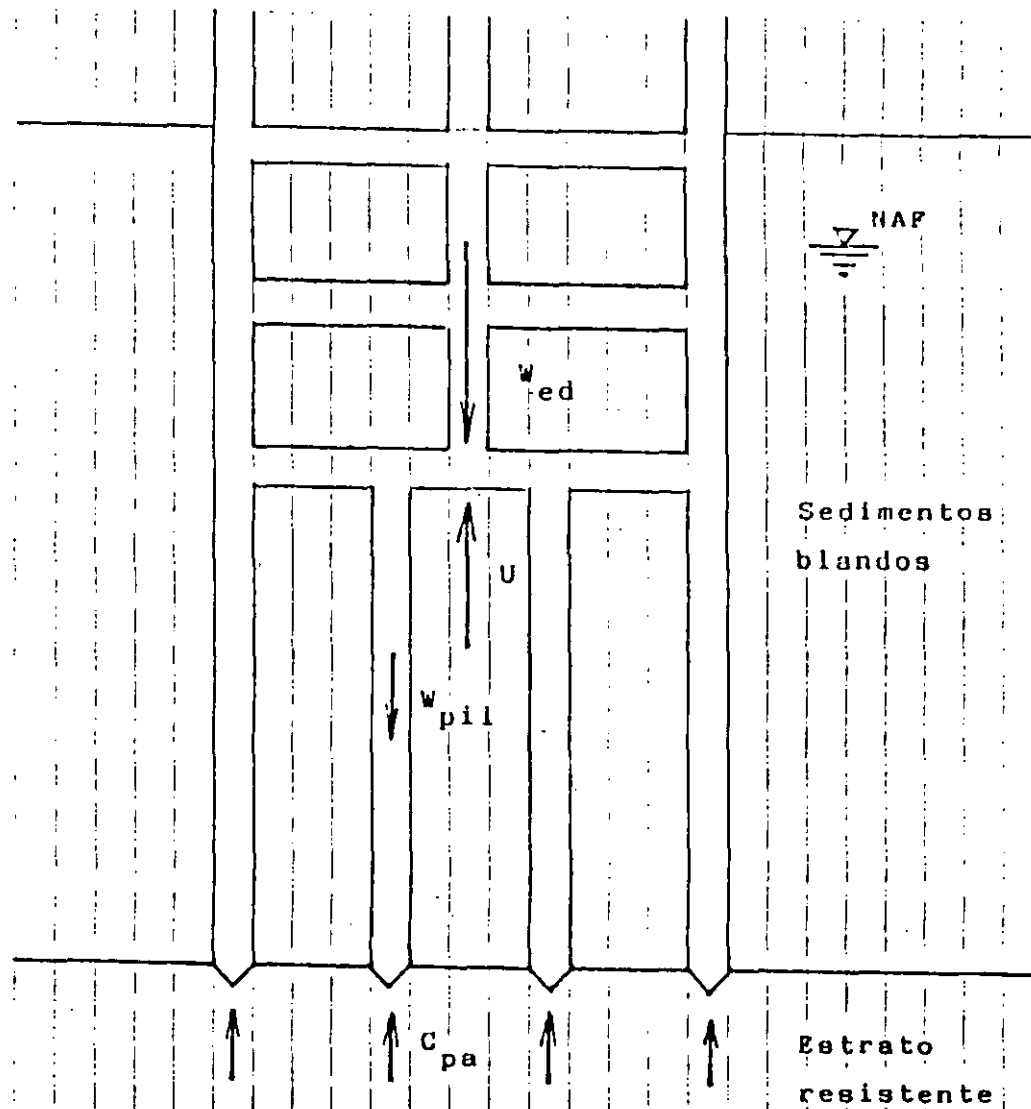
Profundidad del nivel de agua freática (NAF) = 1.0 m

Presión efectiva en la parte inferior del estrato

Fricción negativa = 10.83 t

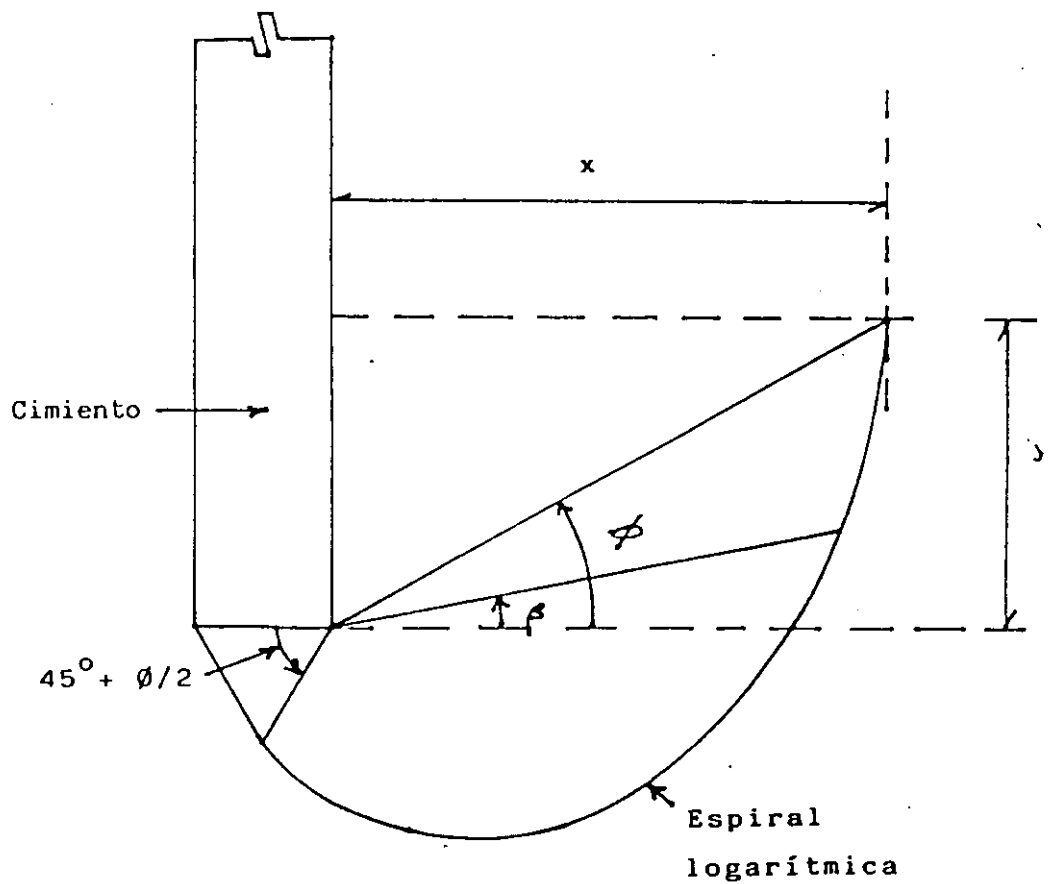
Área tributaria entre pilotes = 3 m²

$\Delta p' = 10.83/3 = 3.61 \text{ t/m}^2$



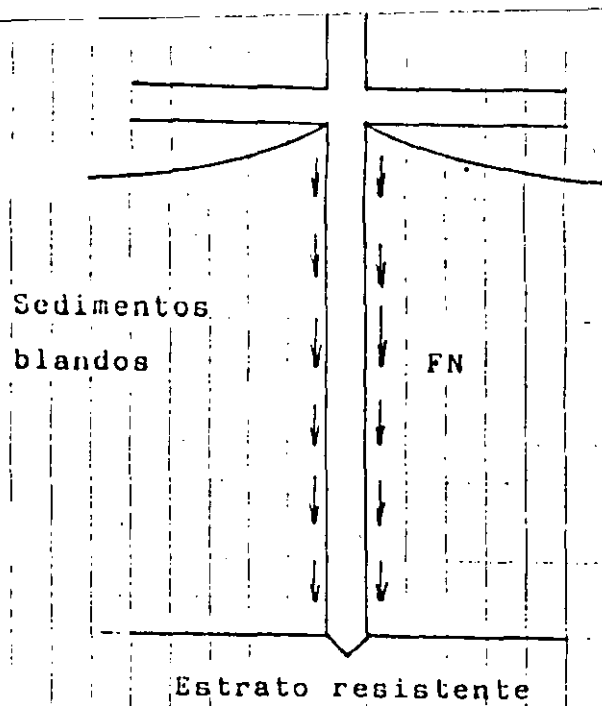
FUERZAS VERTICALES EN UNA CIMENTACIÓN CON PILOTES DE PUNTA

FIGURA 8.1



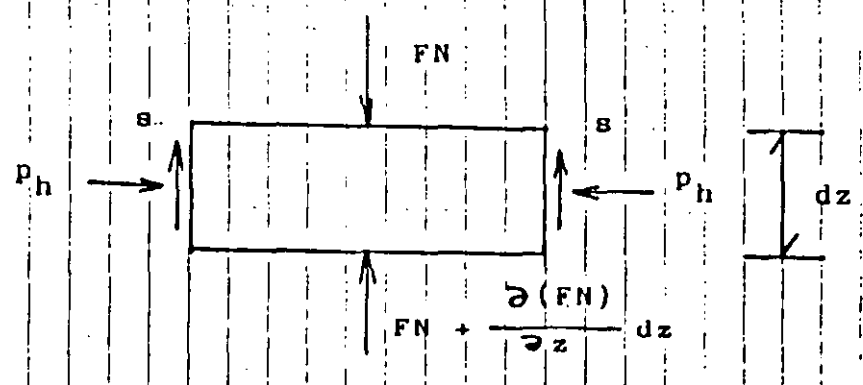
DESARROLLO DE LA SUPERFICIE DE FALLA EN UN CIMIENTO PROFUNDO CONTINUO

FIGURA 8.2



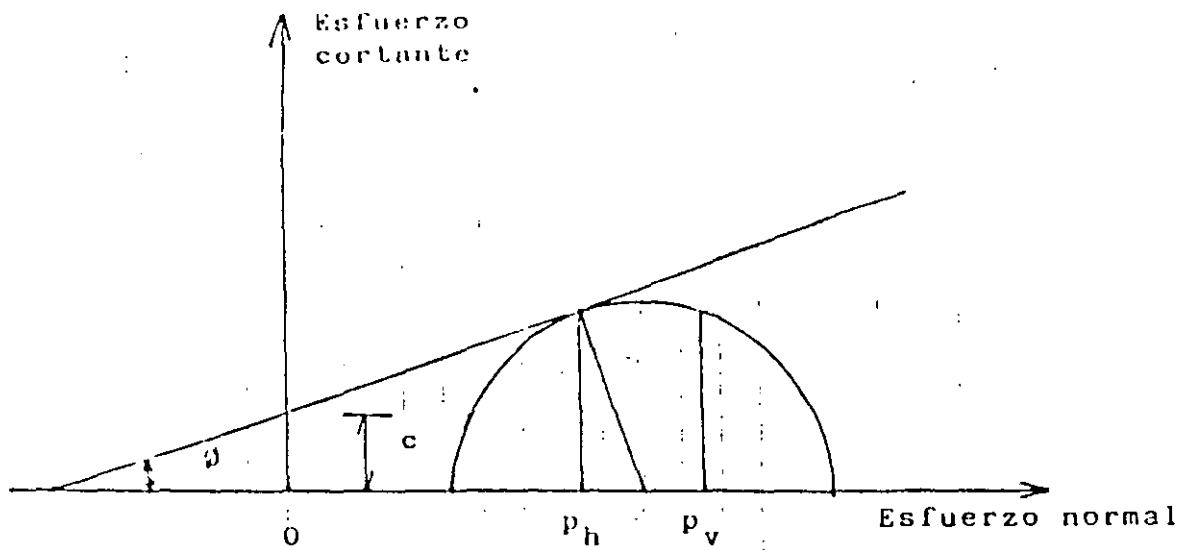
FRICCIÓN NEGATIVA SOBRE UN PILOTE

FIGURA 8.3



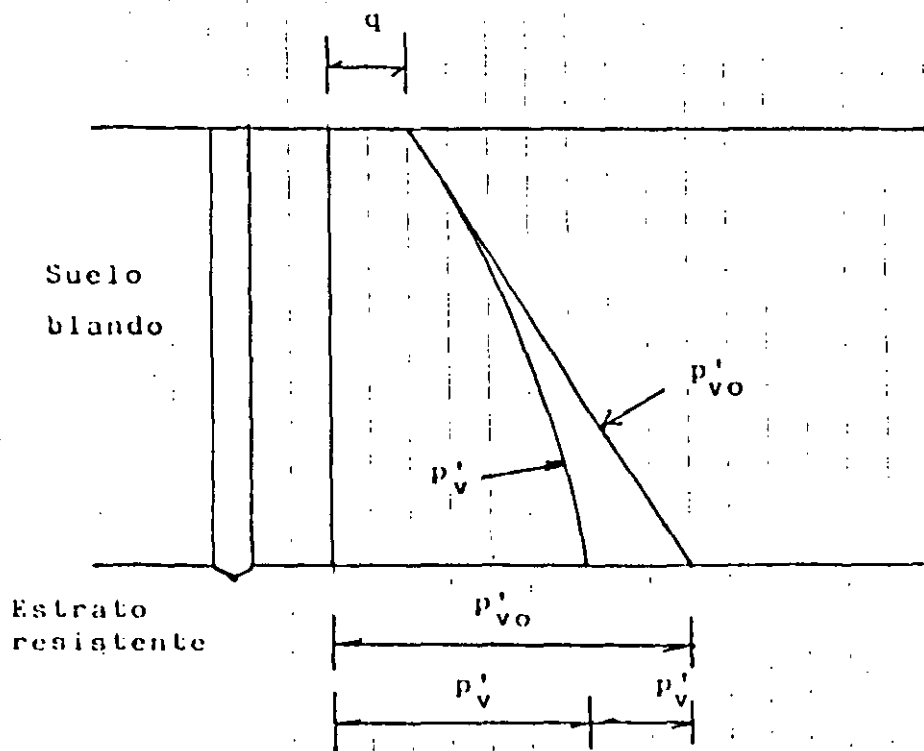
TRANSFERENCIA DE CARGA DE SUELO SOBRE PILOTE

FIGURA 8.4



DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN HORIZONTAL p_h

FIGURA 8.5



VARIACIÓN DE LA PRESIÓN VERTICAL p'_v CON LA PROFUNDIDAD

FIGURA 8.6

Estrato	Prof m	Descripción y propiedades
1	0	Limo arenarcilloso
NAF -	1.0	$\gamma = 1.48 \text{ t/m}^3$
2	4.2	Limo arcilloso
		$\gamma = 1.16 \text{ t/m}^3$
3	7.3	Arcilla limosa
		$\gamma = 1.14 \text{ t/m}^3$
4	9.2	Limo arcilloso
		$\gamma = 1.17 \text{ t/m}^3$
5	15.4	Arena limosa
		$c_d = 3 \text{ t/m}^2$ $\phi_d = 40^\circ$ $D_r = 0.85$

Nomenclatura

NAF = nivel de agua freática

γ = peso volumétrico natural

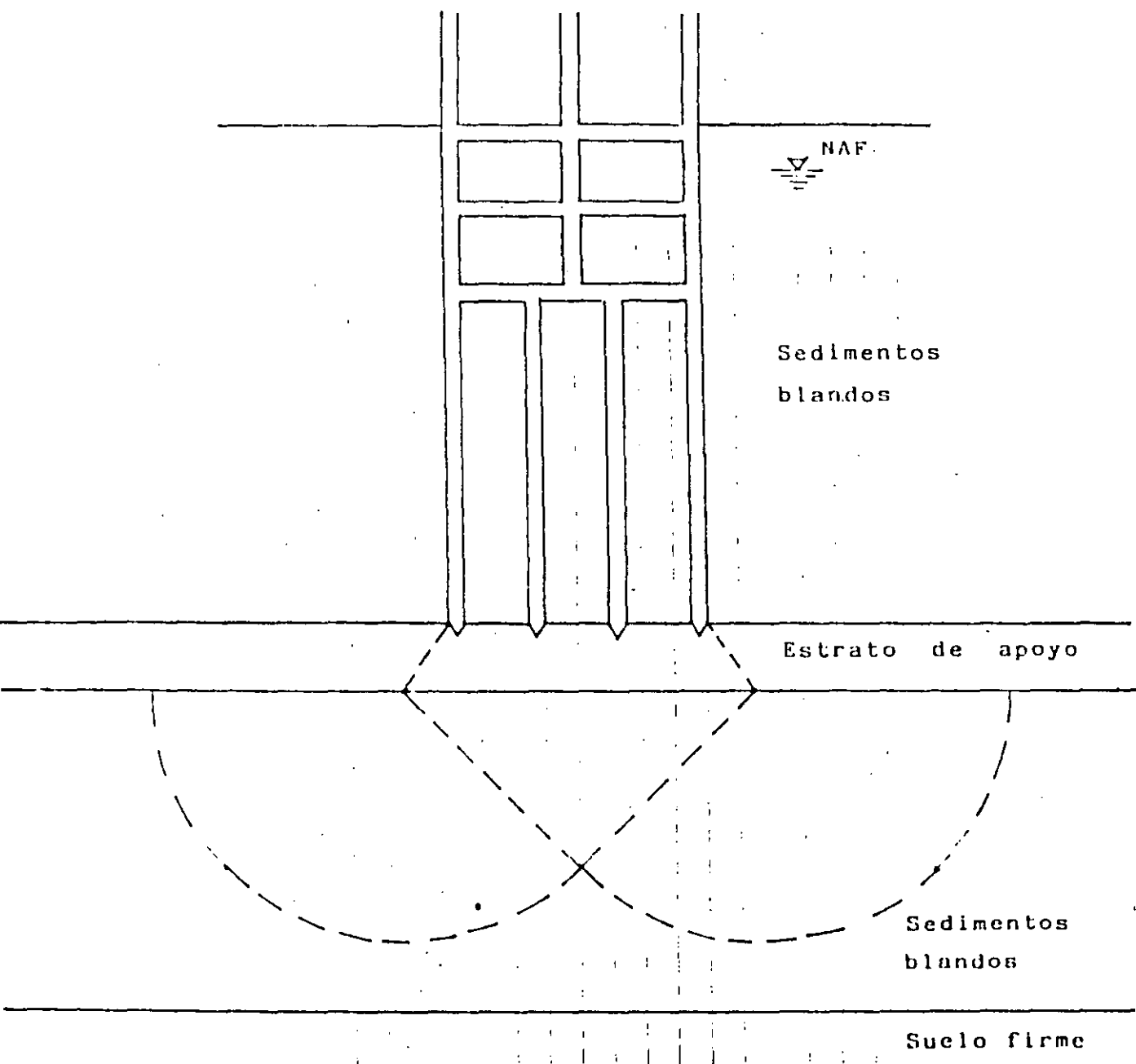
c_d = cohesión determinada en prueba de compresión triaxial drenada

ϕ_d = ángulo de fricción interna determinado en prueba de compresión triaxial drenada

D_r = compacidad relativa

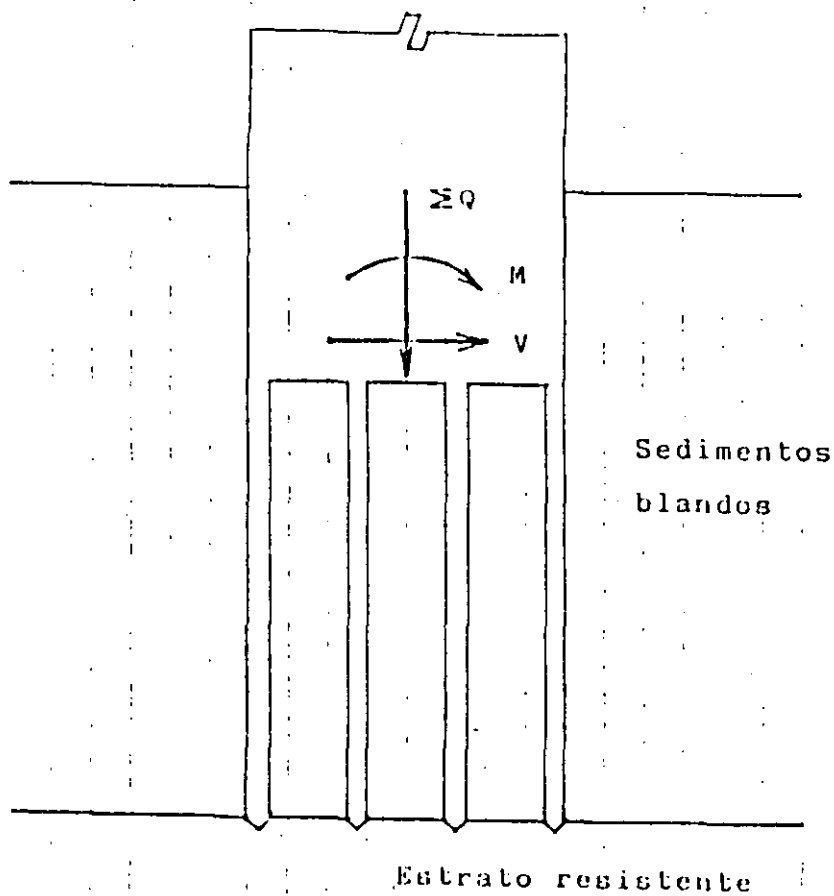
ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO (EJEMPLO)

FIGURA 8.7



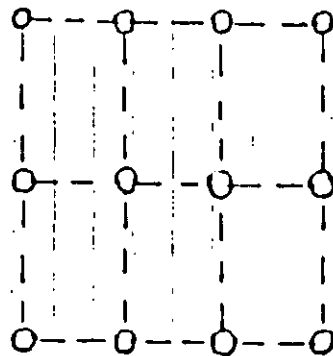
FALLA DE UN GRUPO DE PILOTES, POR LA PRESENCIA DE SEDIMENTOS BLANDOS BAJO EL ESTRATO DE APOYO

FIGURA 8.8



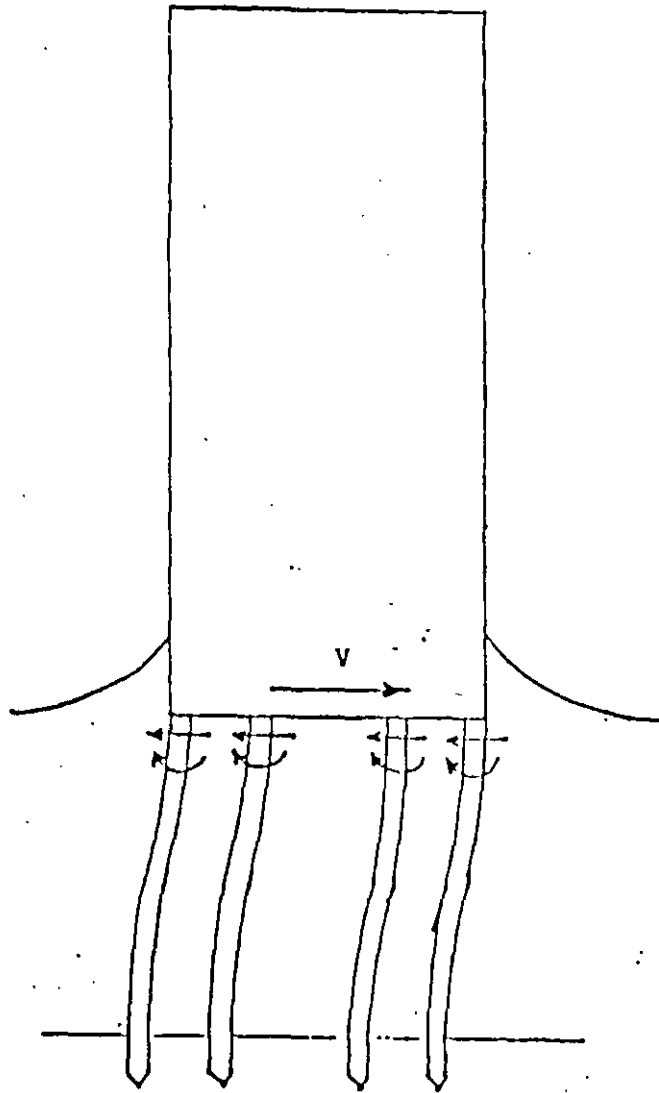
ACCIONES SOBRE UNA CIMENTACIÓN A BASE DE
PILOTES DE PUNTA

FIGURA 8.9



SECCIÓN HORIZONTAL DE LA PLANTA DE PILOTES

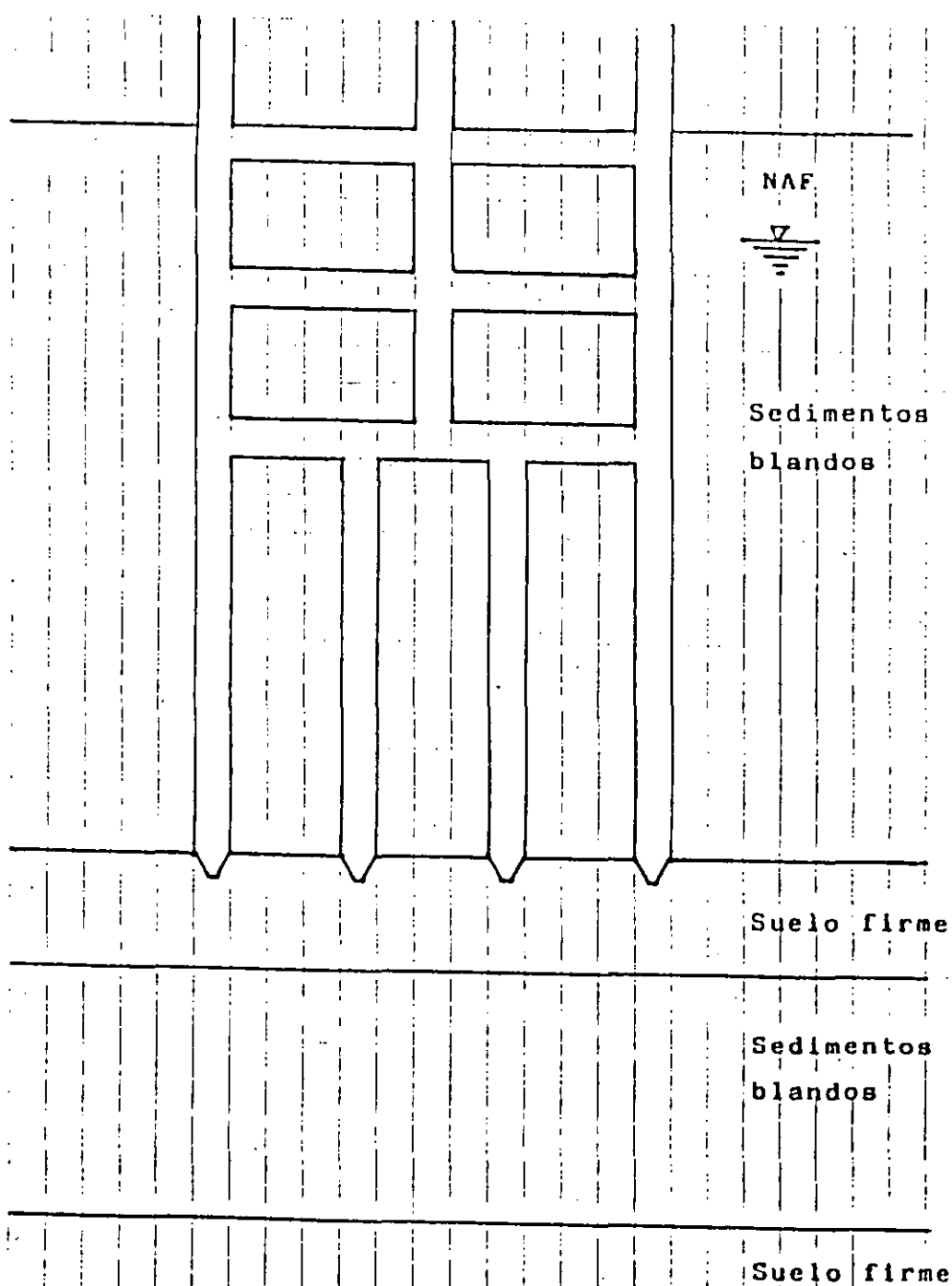
FIGURA 8.10



ELEMENTOS MECANICOS SOBRE

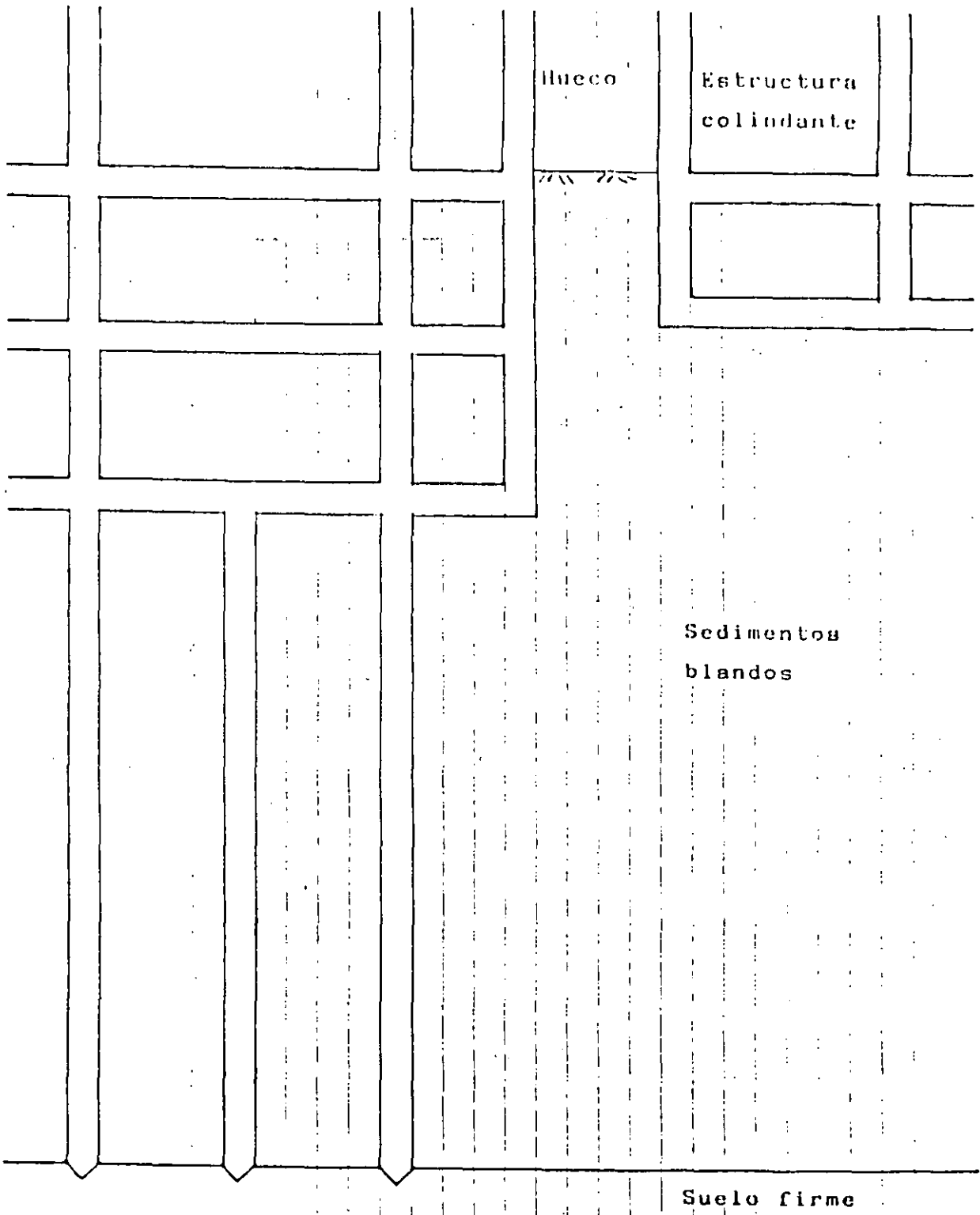
LOS PILOTES DE PUNTA

FIGURA 8.11



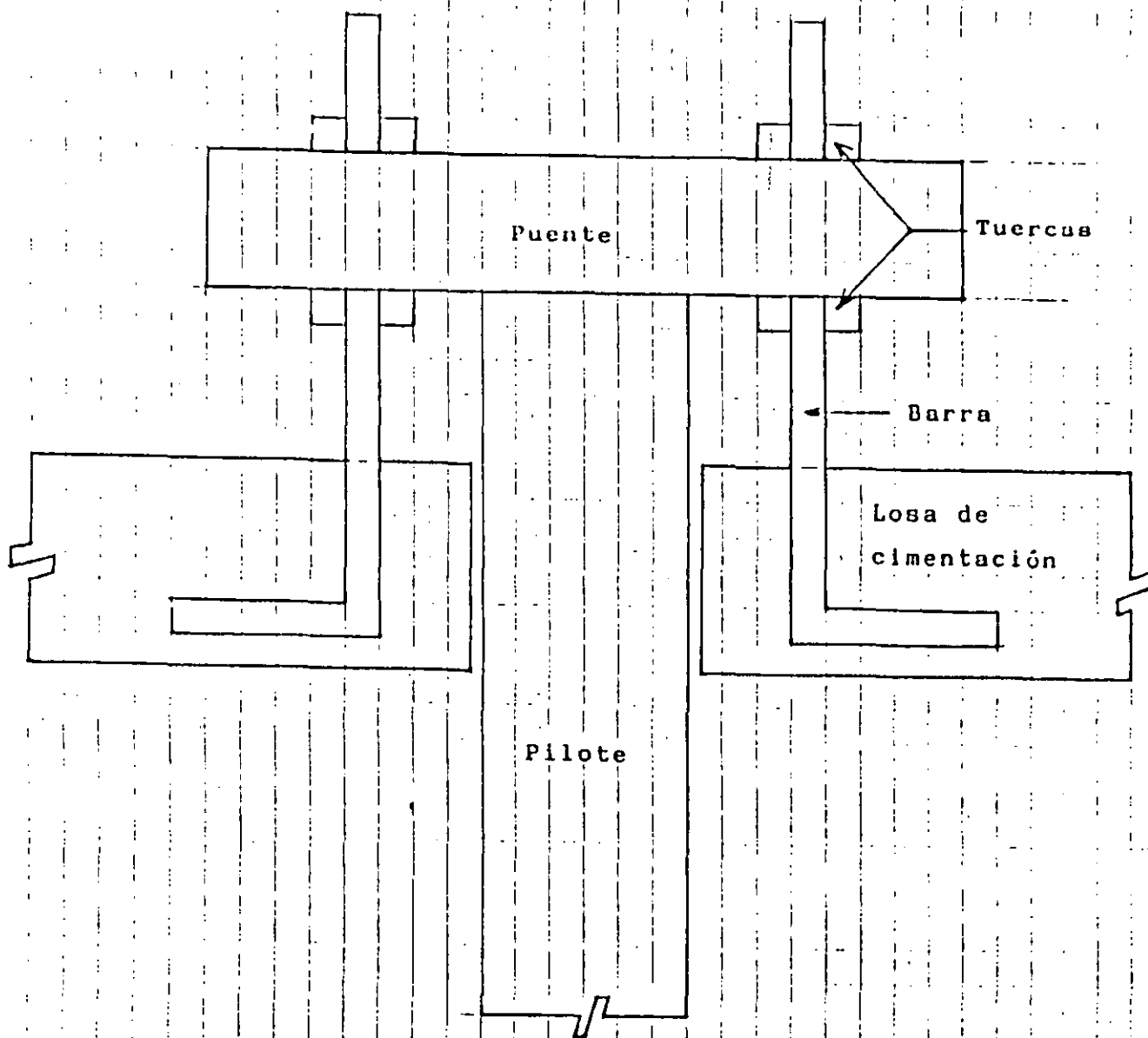
HUNDIMIENTO DE UN GRUPO DE PILOTES DE PUNTA, DEBIDO A LA PRESENCIA DE SEDIMENTOS BLANDOS BAJO EL ESTRATO DE APOYO

FIGURA 8.12



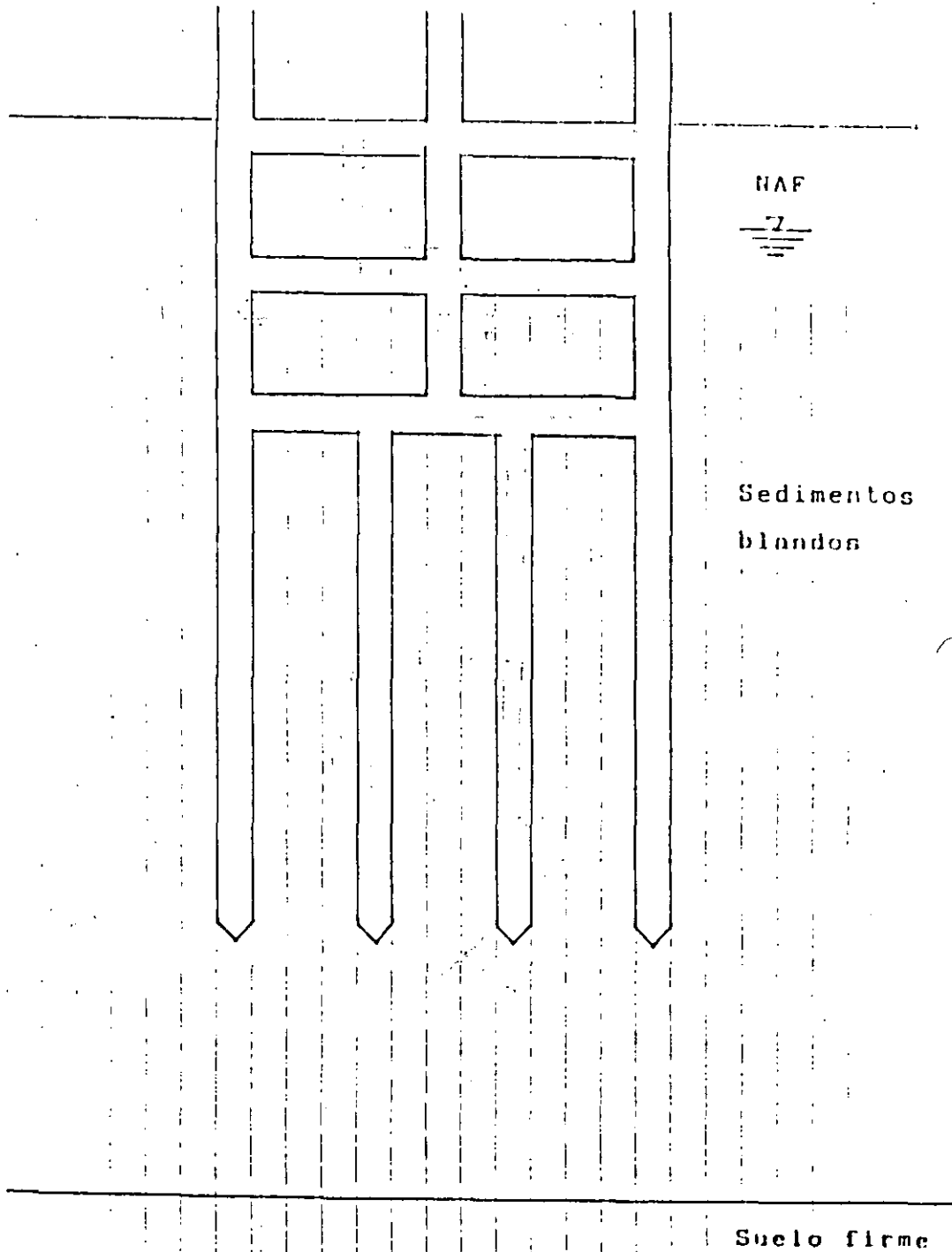
SEPARACION DE UNA CIMENTACION CON PILOTES DE PUNTA Y UNA ESTRUCTURA COLINDANTE

FIGURA 8.13



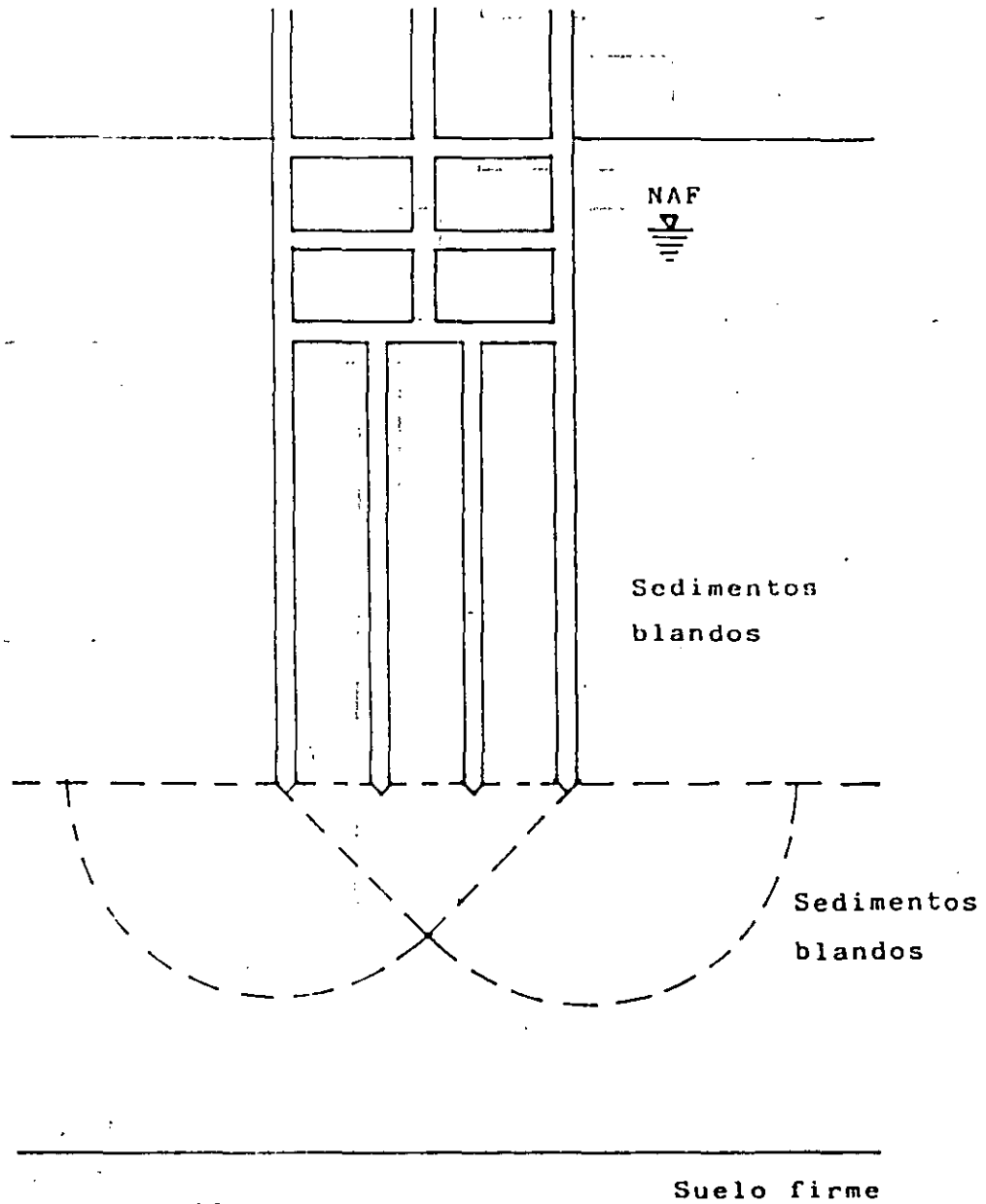
MECANISMO REGULADOR DE NIVELACIÓN

FIGURA 8.14



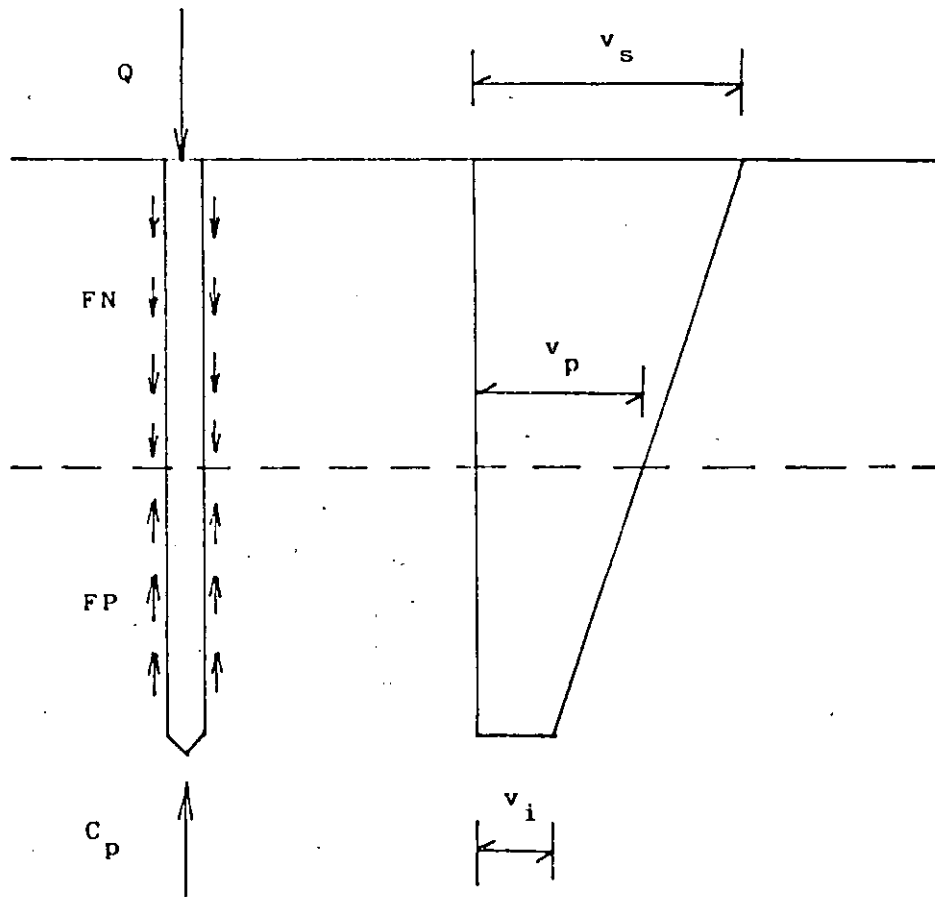
CIMENTACIÓN CON PILOTES DE FRICCIÓN.

FIGURA 8.15



FALLA DE UN GRUPO DE PILOTES DE FRICCIÓN

FIGURA 8.16



v_s = velocidad del suelo al nivel de la cabeza del pilote
 v_i = velocidad del suelo al nivel de la punta del pilote
 v_p = velocidad del pilote

COMPORTAMIENTO DE UN PILOTE DE FRICCIÓN EN UN SUELO
 QUE SE ESTÁ CONSOLIDANDO

FIGURA 8.17

C U R S O N O . 23

DIRECTORIO DE PROFESORES
GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES
DEL 25 AL 29 DE ABRIL DE 1994

ING. PEDRO ADAYA TUFINO
GERENTE GENERAL
GEOTECNIA CONTROL. S.A.
NORTE 70-A NO. 5118
GUASTAVO A MADERO COL GERTRUDIS SANCHEZ
07839 MEXICO D.F.
524 86 46 - 524 79 62

ING. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO
GERENTE
DESPACHO ING. GARCIA ALTAMIRANO
TERCERA CERRADA DE LA CALLE 10 NO. 228
COL GRAJAS SAN ANTONIO, IZTAPALAPA
09070. EDO DE MEXICO

ING. MANUEL JESUS MENDOZA LOPEZ
INVESTIGADOR
INSTITUTO DE INGENIERIA.
UNAM
CIRCUITO INTERIOR
CIUDAD UNIVERSITARIA COYOACAN
04510. MEXICO D.F..
622 35 00 AL 04

ING. GABRIEL MORENO PECERO
JEFE
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA. UNAM
TACUBA NO. 5
COL. CENTRO
06000 MEXICO. D.F..
521 40 23 EXT 110 512 89 55

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

Del 25 al 29 de abril de 1994.

DIRECTORIO DE ASISTENTES

1. Juan Manuel Barbosa Espinosa
Técnico Medio
Sria. Com. y Transportes
Av. Coyoacan 1895
Col. Acacias
Del. Benito Juárez, México, D.F.
Tel. 524 70 05
2. Armando Camacho García
3. Ing. Alberto Cortes Arias
Jefe Ofna. Proy. Terracerías
S.C.T.
Altadena 23
Col. Nápoles
Del. Benito Juárez, México, D.F.
Tel. 687 61 99
4. Ing. Fernando Espinosa Hernández
Ing. Especialista
S.C.T.
Periferico Echeverria 1320 piso 3 esq. fundadores
25000 Edo. de México
Tel. 30 13 16
5. Ing. José Ignacio García Méndez
Coord. profesionistas dictaminador
S.C.T.
Boulevard García de León 586
Col. Nueva Chapultepec
Morelia, Michoacan
Tel. 19 52 27
6. Ing. Levi Hernández Gallardo
Supervisor de Obras Civiles
Teléfono de México, S.A. C.V.
Nextengo 78
Col. Santa Apolonia
02790 México, D.F.
Tel. 222 31 22
7. José Luis Martínez Vázquez
Técnico Superior
S.C.T.
Av. Coyoacan 1895
Col. Acacias
Del. Benito Juárez, México, D.F.
Tel. 524 56 99
8. Martín Javier Nava Martínez
Auxiliar del Jefe Depto. de Supervisión
S.C.T.
Altadena 23
Col. Nápoles
03810 México, D.F.
Tel. 543 21 17
9. Ing. Roberto Santiago Bravo
Jefe de Supervisión de Obras Civiles
Teléfonos de México, S.A. C.V.
Calle Nextengo 78
Col. Santa Apolonia
02790 México, D.F.
Tel. 222 31 22
10. Ing. Fernando Rosales Vc
Maestro
Fac. de Ingeniería
Calle 41 x 14
Ex-terrenos del Fenix
Tel. 27 30 44