

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO GEOTECNICA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

OCTUBRE DE 1984.

1. M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO (COORDINADOR)
JEFE DE LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
TACUBA NO. 5-1° PISO
MEXICO 06000, D.F.
512 13 56
2. ING. FRANCISCO RUZ VILLAMIL
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS GEOTECNICOS
S. C. T.
CENTRO SCOP
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
MEXICO, D.F.
519 69 84
3. ING. JOSE A. MENDOZA MARQUEZ
JEFE DEL DEPTO. DE CIMENTACIONES
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
SAHOP
CENTRO SCOP
XOLA Y AVE. UNIVERSIDAD 1° PISO
MEXICO, D.F.
530 46 77
4. M. EN I. RUBEN BENJAMIN REYES REYES
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE DISEÑO
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
S. C. T.
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
CUERPO C 1° PISO
MEXICO, D.F.
519 76 60
5. M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO
JEFE DE LA OFI. DE GEOTECNIA Y PROYECTO
DE PAVIMENTOS
S. C. T.
MEXICO, D.F.
582 70 32 (casa)
6. ING. JUAN JACOBO SCHMITTER MARTIN DEL CAMPO
ASESOR TECNICO
SOLUM, S.A.
MINERIA 145 ENTRADA 2-1° PISO
COL. ESCANDON
MEXICO, D.F.
516 04 60 EXT. 393



GEOTECNIA APLICADA A I VIAS TERRESTRES OCTUBRE 1984.

Fecha	TEMA	HORARIO	PROFESOR
Oct. 22.	INTRODUCCION	9 a 13 h	M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO
	ESTUDIOS GEOTECNICOS	14:30 a 18:30 h	ING. FRANCISCO RUZ VILLA- MIL
Oct. 23	ESTUDIOS GEOTECNICOS	9 a 10 a.m.	ING. FRANCISCO RUZ VILLA- MIL
	BANCO DE MATERIALES	10 a 13 h	M. EN I. BENJAMIN REYES REYES
	SUBDRENAJE	14:30 a 16:30 h	M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO
	SUBDRENAJE	16:30 a 18:30 h	M. EN I. JOSE A. MENDOZA MARQUEZ
Oct. 24	INSTRUMENTACION	9 a 13 h	M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO
	TERRACERIAS EN SUELOS BLANDOS	14:30 a 18:30 h	M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO
Oct. 25	ESTABILIDAD DE TALUDES	9 a 13 h	M. EN I. JOSE A. MENDOZA MARQUEZ
	ESTABILIDAD DE TALUDES	14:30 a 16:30 h	M. EN I. JOSE A. MENDOZA
	COMPACTACION	16:30 a 18:30 h	M. EN I. BENJAMIN REYES REYES
Oct. 26	COMPACTACION	9 a 11 a.m.	M. EN I. BENJAMIN REYES REYES
	PEDRAPLENES	11 a 12 h	M. EN I. BENJAMIN REYES REYES
	TUNELES	12 a 13 h	ING. JUAN J. SCHMITTER
	TUNELES	14:30 a 17:30 h	MARTIN DEL CAMPO.
	MESA REDONDA	17:30 a 18:30 h	TODOS

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

(

CURSO: GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

FECHA: Del 22 al 26 DE OCTUBRE DE 1984

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
CONFERENCISTA					
1. M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO					
2. ING. FRANCISCO RUZ VILLAMIL					
3. M. EN I. BENJAMIN REYES REYES					
4. M. EN I. JOSE A. MENDOZA MARQUEZ					
5. M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO					
6. ING. JUAN J. JACOBO SCHMITTER					
7.					
8.					
9.					
EDCS. ESCALA DE EVALUACION : 1 a 10					

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

(2)

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

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
INTRODUCCION				
ESTUDIOS GEOTECNICOS				
BANCO DE MATERIALES				
SUBDRENAJE				
INSTRUMENTACION				
TERRACERIAS EN SUELOS BLANDOS				
ESTABILIDAD DE TALUDES				
COMPACTACION				
PEDRAPLENES				
TUNELES				

"EDCS.

ESCALA DE EVALUACION 1 a 10

EVALUACION DEL CURSO

③

CONCEPTO		EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 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 DI VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DI 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	METRO	OTRO MEDIO

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

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

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

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. 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 COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIÉRCOLES 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 Y DE 14 a 18 H.	O T R O

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:



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

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA VIAS TERRESTRES

O C T U B R E, 1984

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 aún pertinente.

En el punto III del Anexo XI-a interesa establecer en forma especial el origen de los suelos y, si es posible, el tipo de acumulaciones que forman (aluvial; abanico aluvial, terraza fluvial, pantano, marisma, depósito lacustre, depósito de talud, etc.).

Al final del Anexo XI-a aparece una lista indicativa, pero no limitativa, de los principales problemas geotécnicos que es posible encontrar a lo largo de una zona en estudio; la detección de estos problemas es muy importante desde el punto de vista de análisis de alternativas de trazo, que es una etapa que surge siempre en el proyecto de una vía terrestre, además de que, en la etapa de estudios para el proyecto final, cada uno de estos problemas ha de con-

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 bandeado 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 bandeado 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:

$$C_{vv} = \frac{Y_{dn}/Y_{d\text{máx}}}{G_c} \quad (11-14)$$

Donde:

Y_{dn} , es el peso volumétrico seco del suelo en estado natural, en el lugar del que ha de ser extraído.

$Y_{d\text{máx}}$, 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_c 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 terracintas 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 acarrees 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) obliga a 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. Estos 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 descubierta.

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 panorama general 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)

Acciones directa o indirectamente erosivas de la lluvia	Mecanismo de acción	Efectos erosivos, directos o indirectos
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 taludes 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.

Cuando 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.

Considérese 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.

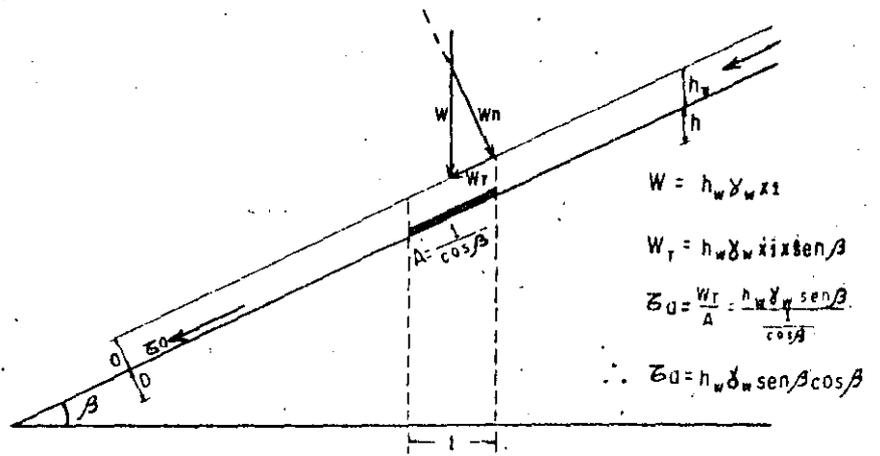


Figura XI-25. Esguerrimiento laminar uniforme en un terreno ilimitado e inclinado.

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 caída esguerra 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 esguerra 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 infiltración 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.

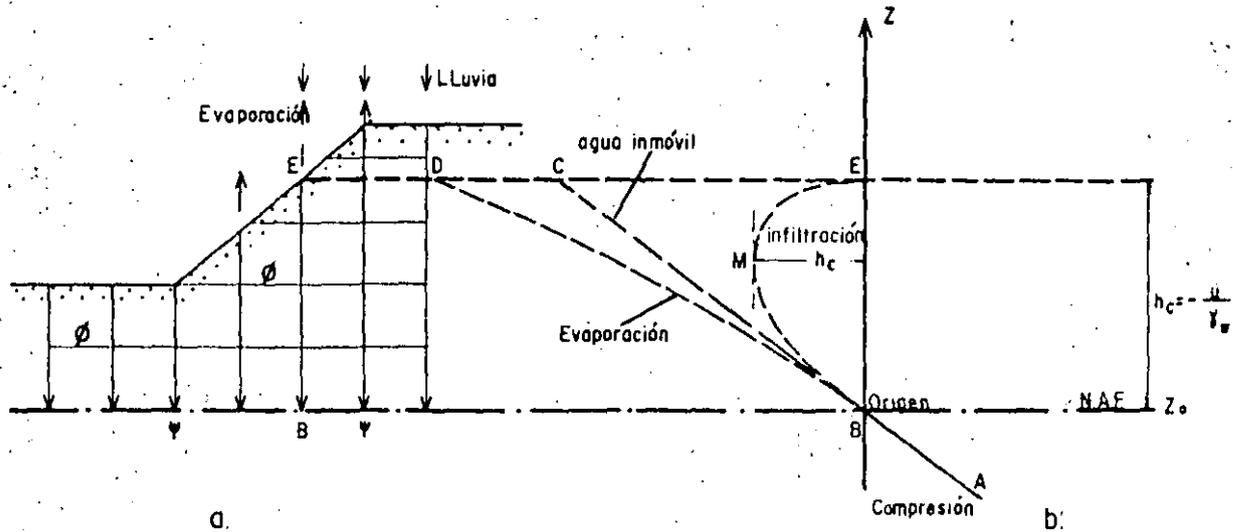


Figura XI-26. Mecanismos de infiltración y evaporación del agua en un talud (Ref. 18).

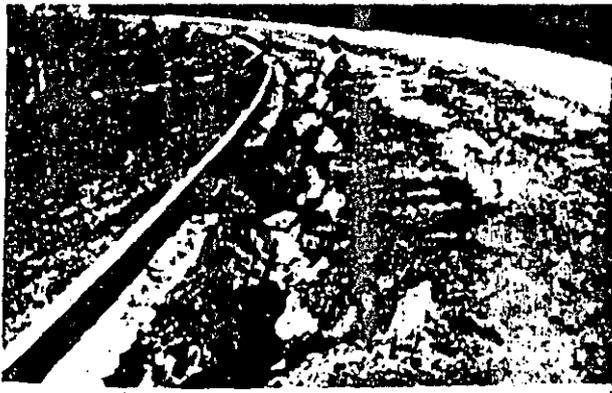
Cón lo que el valor del esfuerzo rasante queda expresado en términos de magnitudes físicas de sentido familiar para el ingeniero. Naturalmente, la expresión 11-24 sólo es válida para un escurrimiento laminar de espesor uniforme.

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 a_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 peso 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):



Efecto de la erosión en un terraplén. Destrucción del bordillo por falta de lavaderos.



Erosión en un corte por falta de cunetas provisionales.

$$i = \frac{dz}{ds} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{du}{ds} \quad (11-25)$$

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:

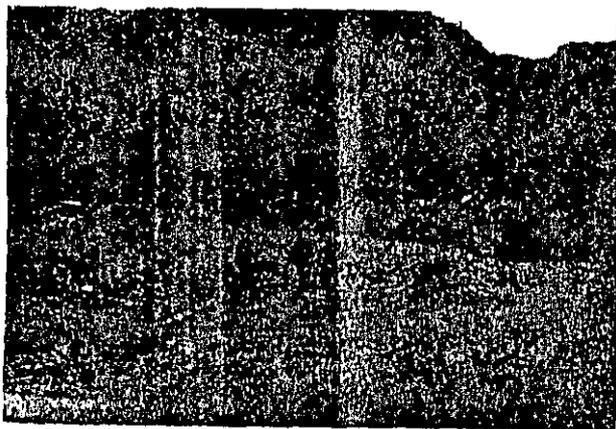
$$i = 1 + \frac{dh_w}{dz} \quad (11-27)$$

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_o de ese suelo. O sea, entonces:

$$-h_w = h_o = -\frac{u}{\gamma_w}$$



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 gradiente en el agua, de valor:

$$i = 1 - \frac{dh_o}{dz} \quad (11-29)$$

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:

$$i_o = -\frac{dh_o}{dz} \quad (11-31)$$

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_o ; 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, $h_o = 0$ y la alimentación será máxima.

También en el párrafo VII-5 del Capítulo VII vio que, por el contrario, la evaporación produce aumento de la tensión capilar y, por ende, de h_o , 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, aumentándose 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_o , al punto B , habrá recorrido un trecho también igual a h_o); dicho gradiente tiene que anularse en un punto intermedio M , donde h_o 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 $h_o = 0$ 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:

$$\frac{\Delta \tau_o}{\tau_o} = \frac{\text{sen}^2 \beta + n \cos^2 \beta}{1 - n} \frac{\gamma_w}{S_s} \quad (11-32)$$

siendo n la porosidad del suelo, y S_s el peso específico relativo de los sólidos.

La Fig. X-27 (Ref. 18) muestra cuanto se agrava



Situación final a la que puede llegarse si la erosión no se controla.

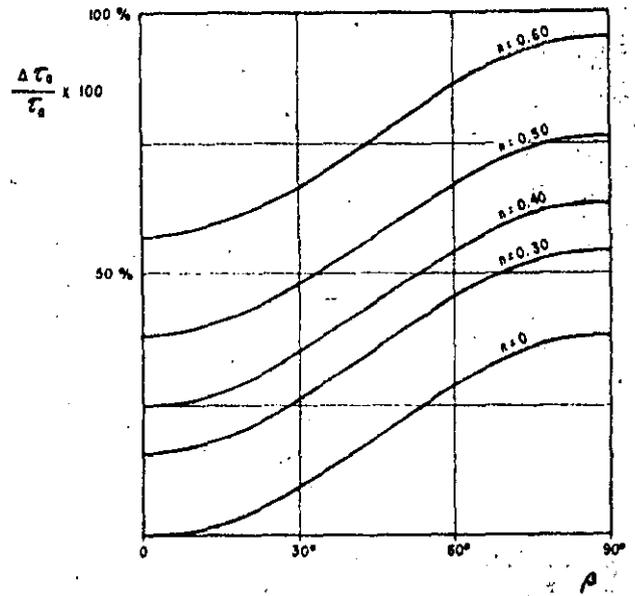


Figura XI-27. Aumento del esfuerzo rasante actuante en un talud por efecto de su inclinación y de la porosidad del suelo constituyente (Ref. 18).

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).

<i>Acciones directa o indirectamente erosivas</i>	<i>Parámetros inherentes a la lluvia o al clima</i>	<i>Parámetros inherentes al terreno o a la geometría del talud</i>
Impacto de las gotas.	Intensidad de la lluvia (hasta un límite). Velocidad del viento durante la tormenta.	Orientación del talud respecto a los vientos.
Escurrimiento 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 arastre 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.).

siderar 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/m²) (Refs. 18 y 20)

Material del fondo	Consistencia del material			
	Suelto	Poco 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.

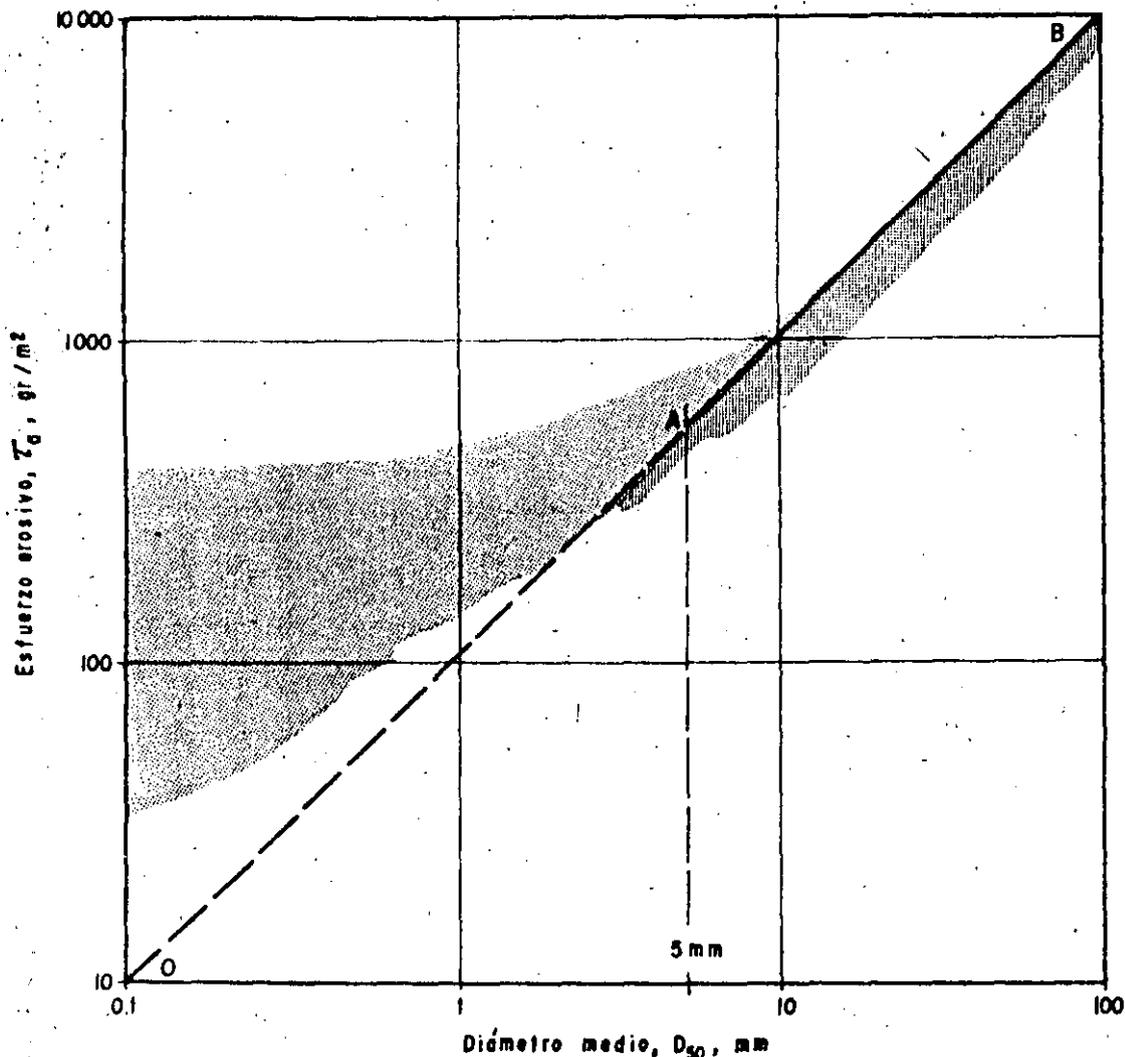


Figura XI-28. Relación recomendada por la práctica entre el diámetro medio de las partículas y el esfuerzo erosivo permisible (Experiencias en el fondo de canales) (Ref. 18).

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 las formas de revestimiento de suelos que se han mencionado (mampostería, concreto, suelo-cemento, suelo-asfalto, arcillas, vegetación, etc.) 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 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 desee 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 ha 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 detritus 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 nort-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 manantiales, 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; este 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 cólica, 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: _____

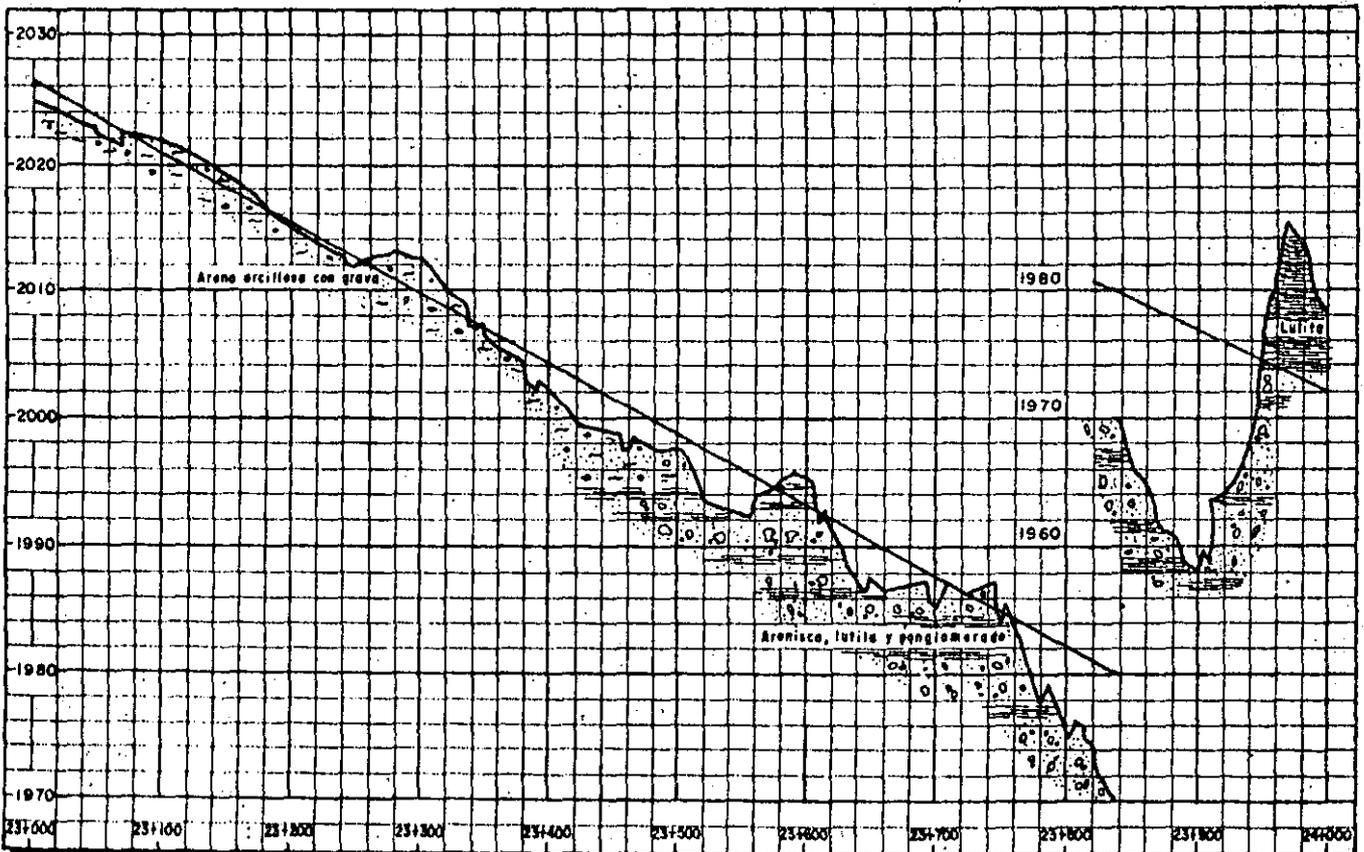
DE KM _____ + _____ a KM _____ + _____

ORIGEN: _____

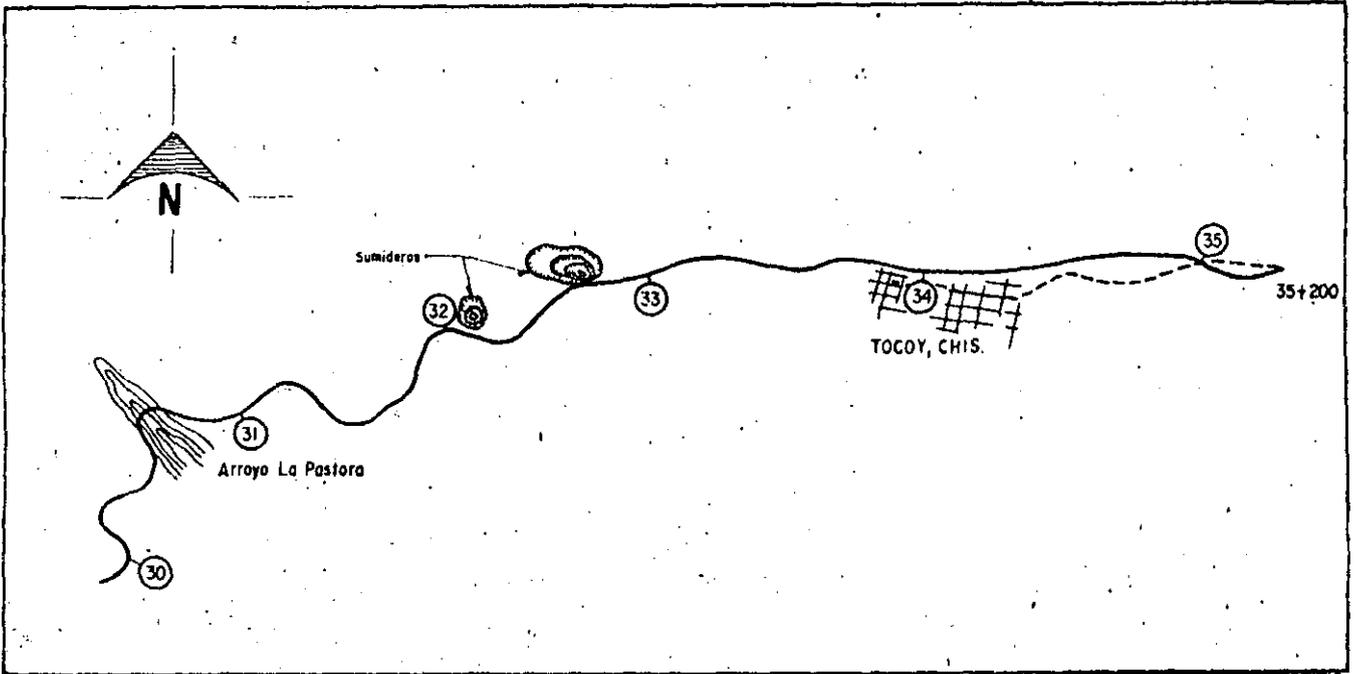
FECHA _____

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				CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO			
	Nº	ESPESOR m			90%	95%	100%	BANDEADO	A	B	C	
DIMENSIONES LARGO _____ m ANCHO _____ m		VOLUMEN APROVECHABLE _____ m³		OBSERVACIONES _____ _____ _____								
ESPESOR _____ m												
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN												



CARRETERA _____	TRAMO _____	CROQUIS DEL PERFIL
SUB-TRAMO _____	ORIGEN _____	



CARRETERA _____	TRAMO _____	CROQUIS DE LA PLANTA
SUB - TRAMO _____	ORIGEN _____	

CARRETERA _____	TRAMO _____	OBRAS COMPLEMENTARIAS
SUB - TRAMO _____	ORIGEN _____	

DE KILOMETRO A KILOMETRO	RECUBRIMIENTO DE PUNTALES			CONSTRUCCION DE CONTRAEMPUNTALES			SUB - DREN			GUARDACIONES LATERALES			LAVADEROS LONG (M)	OBSERVACIONES
	IZQ.	DER.	LONG. (M)	IZQ.	DER.	LONG. (M)	IZQ.	DER.	LONG. (M)	IZQ.	DER.	LONG. (M)		
SUMAS														

REFERENCIAS

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 Sicas, 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 da erosao 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. 1961.
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.



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

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

BANCOS DE MATERIALES

Apuntes de libro: "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres"
(Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas) Vol. 2

Autores: Ing. Alfonso Rico Rodríguez e Ing. Hermilo del Castillo Mejía

OCTUBRE, 1984

Bancos de Materiales

XII-1 INTRODUCCION

Uno de los costos más importantes en la construcción y mantenimiento de vías terrestres corresponde a los materiales, roca, grava, arena y otros suelos, por lo que su localización y selección se convierte en uno de los problemas básicos del ingeniero civil, en conexión estrecha con el geólogo. La experiencia diaria enseña que, si se da a estas tareas la debida importancia, podrán localizarse depósitos de materiales apropiados cerca del lugar de su utilización, abatiendo los costos de transportación, que suelen ser de los que más afectan los totales; otras veces se logrará obtener materiales utilizables en zonas que antes dependían de otras más alejadas en este aspecto. Por estas razones, no es de extrañar que la búsqueda científica y la explotación racional de los materiales ocupe más y más la atención de los grupos técnicos interesados.

De esta manera va habiendo en todas las instituciones dedicadas al proyecto y la construcción de vías terrestres en cada país, una información cada día más completa sobre las disponibilidades de materiales en cada zona cruzada por una vía terrestre. Desdichadamente, también es frecuente que esta información se pierda una vez realizada una obra, de manera que los ingenieros que hayan de construir otra vuelvan a enfrentarse al problema original de buscar materiales apropiados donde otros ya los habían encontrado. Parece una labor realmente urgente e importante centralizar de alguna manera toda la información que día a día va surgiendo sobre materiales utilizables, localización, volúmenes aprovechables, utilización, tratamientos, etcétera; una vez bien realizada esta tarea a nivel nacional, todas las instituciones constructoras del país podrán obtener considerables ahorros en la búsqueda de materiales y, a la vez, disponer para una utilización determinada, de toda la experiencia de quienes antes hayan usado el mismo banco, para los mismos o similares fines. Una tarea como la que se recomienda nunca estará terminada,

pero ya desde niveles muy iniciales de su ejecución podrá rendir provechosos frutos.

Durante muchos años la detección de bancos de materiales dependió de métodos exploratorios comunes, desde la simple observación sobre el terreno, hasta el empleo de pozos a cielo abierto, posteadoras, barrenos y aun máquinas perforadoras. En épocas más recientes, los estudios geofísicos, de gran potencialidad en estas cuestiones, han venido a sumarse a la técnica disponible, ahorrando mucho tiempo y esfuerzo humanos y mucha exploración.

El énfasis de este Capítulo se pondrá especialmente en los bancos de materiales, en la inteligencia de que mucho de lo que de ellos se diga será aplicable a los préstamos laterales y aun a los materiales que se obtengan por compensación longitudinal o transversal. Será necesario establecer ciertas distinciones entre los bancos de roca y los de suelo. La transición entre los dos materiales genéricos es, en este caso, todavía más difícil de establecer con precisión que en otros; la roca puede presentarse con muy diversos grados de alteración o el material que se encuentre puede ser mixto, en el sentido de conte-



Explotación con préstamo lateral. Nótese la exposición de la carretera a la acción del agua y el peligro para el tránsito.

ner tanto formaciones rocosas como auténticos suelos.

Un punto fundamental en la determinación de bancos de materiales es la valuación de las rocas o suelos contenidos, la que suele ser muy difícil de establecer en forma cuantitativa. En lo que se refiere a las rocas, dos puntos principales deben merecer atención (Ref. 1). El primero se refiere a los cambios físicos que la roca puede sufrir por fragmentación durante la extracción, por manejo o durante la colocación; el segundo a la alteración físico-química que pueda tener lugar durante la vida útil de la obra. Estos mismos factores han de ser considerados cuando se trate de suelos, pero revisten mayor importancia

en las rocas, pues los suelos seguramente han sufrido ya sus transformaciones físico-químicas importantes durante su proceso anterior de descomposición, que les dio existencia a partir de la roca madre; las rocas, sobre todo las sanas trituradas o rotas, no han estado antes sujetas a procesos intensos de meteorización y éstos pudieran tener consecuencias muy notables.

La tabla XII-1 (Ref. 1) puede servir para proporcionar una valuación preliminar de las diferentes clases de rocas, en cuanto a sus características como materiales de construcción; un buen diagnóstico definitivo, sin embargo, depende de tantos factores específicos que no es posible aspirar a emitirlo en nin-

TABLA XII-1
Características de algunas rocas como materiales de construcción (Ref. 1)

Roca	Método de Excavación requerido	Fragmentación	Susceptibilidad a la meteorización
Granito Diorita	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen del uso de los explosivos.	Probablemente resistente.
Basalto	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen de las juntas y grietas.	Probablemente resistente.
Toba	Equipo o explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces con finos en exceso.	Algunas variedades se deterioran rápidamente.
Arenisca	Equipo o explosivos	En lajas, dependiendo de la estratificación.	Según la naturaleza del cementante.
Conglomerado	Equipo o explosivos	Exceso de finos, dependiendo del cementante.	Algunos se alteran para formar arenas limosas
Limonita Lutita	Equipo	Desde pequeños bloques a lajas.	Muchas se desintegran rápidamente para formar arcillas; debe considerárselas sospechosas, a menos que las pruebas indiquen otra cosa.
Caliza Masiva	Explosivos	Fragmentos irregulares; muchas veces, lajas.	Las vetas pizarrosas se deterioran, pero las otras son resistentes.
Coquina Creta	Equipo	Fragmentos porosos, usualmente con exceso de finos.	Algunas formas porosas se alteran por humedecimiento; otras se cementan con procesos alternados de humedecimiento y secado.
Quarcita	Explosivos	Fragmentos irregulares, muy angulosos.	Probablemente resistente.
Pizarras Esquistos	Explosivos	Fragmentos irregulares o lajeados, según la foliación.	Algunas se deterioran con procesos de humedecimiento y secado.
Gneis	Explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces alargados.	Probablemente resistente.
Desechos industriales y de minas	Equipo	Depende del material, pero en la mayoría de los casos es irregular.	La mayoría de las variedades (excepto las ígneas de mina) deben considerarse deteriorables, en tanto las pruebas no indiquen otra cosa.

puede equivaler en precisión a un reconocimiento terrestre, especialmente si la institución que busca los bancos utiliza geólogos bien entrenados en la aplicación del método; de hecho éste es, sin duda, uno de los aspectos en que la Geología Aplicada puede contribuir más eficazmente a la tecnología de las vías terrestres.

Bien sea que se utilice como único método de detección o como complemento de un estudio de foto-interpretación, el reconocimiento terrestre del futuro banco es indispensable. En él deberá definirse no sólo la posibilidad de la explotación, sino también el grado de dificultad de la misma, los problemas que pudieran acarrear aguas superficiales o subterráneas, los volúmenes disponibles, las facilidades legales, etcétera. El ingeniero que realice esta labor previa ha de recurrir siempre a la experiencia local, que podrá enseñarle muchas cosas útiles, de las que fácilmente pueden pasar inadvertidas.

Comúnmente es necesario localizar bancos para material de terracerías, para capa subrasante, para sub-base y base de pavimento y para carpeta, en el caso de carreteras. En ferrocarriles, habrán de localizarse bancos para terracería, capa subrasante, sub-balasto y balasto. En aeropistas las necesidades se enlistan igual que para carreteras. En añadidura, podrán requerirse bancos para la obtención de los materiales necesarios para la elaboración de concretos, de piedra para mampostería u otros especiales. Huelga decir que, muchas veces, un mismo banco puede proporcionar material para varios de esos usos, sometiéndolo a diferentes tratamientos.

Los bancos para terracerías en general abundan y son fáciles de localizar, pues para ese fin sirven casi todos los materiales que sean económicamente explotables; las excepciones se analizaron en partes anteriores de este libro (suelos *MH*, *CH* y *OH*, con límite líquido mayor que 100 % y suelos *P_t*). Sin embargo pueden presentarse algunos problemas, precisamente por aparecer esos materiales merecedores de rechazo por su mala calidad, en llanuras lacustres, zonas de inundación, depósitos de delta, grandes planicies aluviales y costeras y otras zonas, en donde abundan los depósitos muy finos. En todos estos casos, no es raro tener que buscar los aprovisionamientos de materiales fuera de esas zonas, si no son demasiado extensas.

Los bancos de terracerías conviene fijarlos no demasiado espaciados, para no dar lugar a distancias de acarreo excesivas; la separación óptima está en la mayoría de los casos de la práctica, allá donde se alcance el equilibrio de costos entre el acarreo, por un lado y el costo del despalle y preparación del banco por el otro. Las distancias que resultan no suelen exceder los 5 km entre banco y banco, aunque podrá haber casos especiales en que estas distancias sean mucho mayores, sobre todo en zonas agrícolas, en que los costos de afectación son muy altos.

En lo que se refiere a la capa subrasante, ya se

3



Un banco típico de playón de río.

mencionaron en el Capítulo IX los materiales que pueden utilizarse y los que deben rechazarse, de acuerdo con la práctica mexicana, que puede citarse como una norma de criterio. Un requisito que condiciona adicionalmente los bancos de materiales elegidos es ahora el de lograr homogeneidad en longitudes significativas, para evitar que las estructuras y espesores de las capas de pavimento suprayacentes varíen con demasiada frecuencia. Las distancias comunes entre bancos pueden extenderse en este caso hasta 10 km.

Los materiales para sub-base y base de pavimento, además del requisito anterior, suelen estar condicionados en forma importante por los tratamientos mecánicos que llegan a requerir para satisfacer las normas de calidad, mismos que, en añadidura, necesitan de la instalación de equipos especiales y plantas complejas, que no conviene mover mucho. Por todo ello, suelen estar mucho más espaciados, al grado que distancias del orden de 50 km no son difíciles de ver.

Los bancos para subrasante suelen encontrarse en los oteros bajos y extendidos, en formaciones de roca muy alterada, en las zonas limoarenosas de los depósitos de ríos, en zonas de depósito volcánico de naturaleza piroclástica, como conos cineríticos o tobáceos, en horizontes arenosos de formaciones estratificadas extensas, etcétera.

Los materiales para sub-base, y base suelen encon-



Explotación de grava y arena en el cauce de un río.

gún caso particular sólo con base en la información contenida en la tabla.

Cada caso requiere la realización de pruebas de campo y de laboratorio sobre las rocas que forman el banco en estudio. La mejor prueba de campo es, quizá, la duplicación de un proceso de excavación análogo al que después se usará en forma masiva, para ver objetivamente qué material se obtiene; ésta será, necesariamente, una prueba a escala suficientemente grande, como para ser realista.

La posibilidad de deterioro de la roca con el tiempo es mucho más difícil de establecer. Quizá la mejor orientación pueda tenerse observando lugares en que la roca haya estado expuesta durante mucho tiempo.

La valuación preliminar de los suelos se hace sobre todo con base en experiencia precedente; la clasificación en el Sistema Unificado ayuda en todos los casos, pues este sistema lleva aparejado al encasillamiento en un grupo determinado, todo un conjunto de índices de comportamiento. La valuación en detalle de los suelos constitutivos de un banco ha de hacerse con base en pruebas de laboratorio.

XII-2 LOCALIZACIÓN DE BANCOS

Pocos aspectos prácticos son tan importantes en la realización de una vía terrestre y, a la vez, resultan más elusivos para un tratamiento general, que el que se refiere al desarrollo de criterios y técnicas para la localización de bancos de materiales. El tema es de tal importancia que no puede considerarse completo un proyecto o digno de autorización para su ejecución, si no contiene una lista completa y detallada de los bancos de materiales de los que han de salir los suelos y rocas que forman la obra. En este caso, la expresión "bancos de materiales" ha de ser tomada en su sentido más general y puede referirse a los cortes de donde se construirá un terraplén o un balcón en un método de compensación longitudinal o transversal, a los materiales del terreno natural de donde se extraerá un préstamo lateral o a un banco propiamente dicho.

Localizar un banco es más que descubrir un lugar en donde exista un volumen alcanzable y explotable de suelos o rocas que pueda emplearse en la construcción de una determinada parte de una vía terrestre, satisfaciendo las especificaciones de calidad de la institución constructora y los requerimientos de volumen del caso. El problema tiene otras muchas implicaciones. Ha de garantizarse que los bancos elegidos son los mejores entre todos los disponibles en varios aspectos que se interrelacionan. En primer lugar, en lo que se refiere a la calidad de los materiales extraíbles, juzgada en relación estrecha con el uso a que se dedicarán. En segundo lugar, tienen que ser los más fácilmente accesibles y los que se puedan explotar por los procedimientos más eficientes y me-

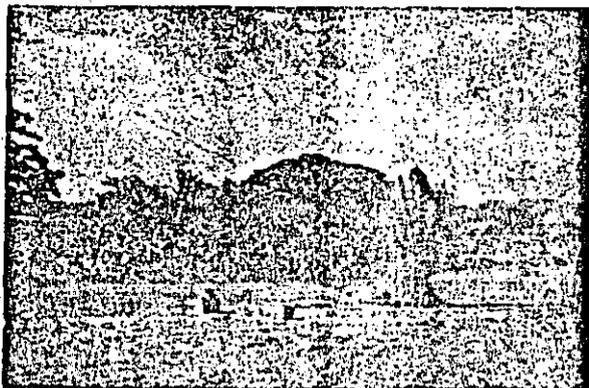
nos costosos. En tercer lugar, tienen que ser los que produzcan las mínimas distancias de acarreo de los materiales a la obra, renglón éste cuya repercusión en los costos es de las más importantes. En cuarto lugar, tienen que ser los que conduzcan a los procedimientos constructivos más sencillos y económicos durante su tendido y colocación final en la obra, requiriendo los mínimos tratamientos. En quinto lugar, pero no el menos importante, los bancos deben estar localizados de tal manera que su explotación no conduzca a problemas legales de difícil o lenta solución y que no perjudiquen a los habitantes de la región, produciendo injusticias sociales. Es evidente que en cualquier caso práctico muchos de los requisitos anteriores estarán en contraposición y la delicada labor del ingeniero estriba precisamente en elegir el conjunto de bancos que concilie de la mejor manera las contradicciones que resulten en cada caso.

Por debajo de este primer estrato de condiciones básicas que han de conciliarse existe un segundo, muy tupido, formado por las interrelaciones entre los elementos del primero. Por ejemplo, de entre dos materiales posibles para un cierto uso podrá haber una diferencia en la calidad técnica cuando están en estado natural, pero esa diferencia podrá anularse o aún invertirse si el peor material recibe un tratamiento adecuado, se estabiliza de alguna manera o si, tal vez, el proyecto se modifica de manera que un material que no era originalmente apropiado, ahora resulta utilizable. De hecho, esta interrelación entre los materiales de construcción y el proyecto de la obra es esencial a tal grado que, como se dijo, el proyecto de una vía terrestre carece de sentido si no se le enfoca como un conjunto que comprenda los bancos de materiales disponibles y la utilización que de ellos pretenda hacerse.

Evidentemente todo el complicado balance que más arriba se ha insinuado comienza con una etapa de localización simple, al final de la cual el ingeniero debe disponer de un mapa donde aparezcan todos los posibles aprovechamientos de material que puedan interesar a su obra, habiéndose probablemente excluido otros muchos, por algún o algunos inconvenientes obvios. Entre todo este conjunto de bancos que se vean factibles, deberá el ingeniero desarrollar sus líneas de opción en estrecha vinculación con su proyecto.

La búsqueda y localización de bancos de materiales puede hacerse principalmente por fotointerpretación o por reconocimientos terrestres directos; estos últimos pueden auxiliarse, a su vez, por la fotointerpretación o por métodos de prospección geofísica.

En el Capítulo III de esta obra se trataron someramente tanto la fotointerpretación como los métodos geofísicos de exploración, por lo que no se considera necesario detallarlos más en este momento. Será preciso insistir, sin embargo, en que la fotointerpretación ofrece un método sin rival para explorar grandes áreas a bajo costo, en forma que fácilmente



Exploración de un banco con métodos geofísicos.

trarse en playones y márgenes de ríos, en frentes y cantiles rocosos, cerros relativamente elevados y de pendiente abrupta, etcétera.

Los materiales para concretos asfálticos o hidráulicos se obtienen casi siempre por trituración, a partir de formaciones rocosas sanas. Las mamposterías se obtienen de formaciones rocosas fracturadas o de recolección superficial.

XII-3 EXPLORACION Y MUESTREO DE BANCOS

La exploración de una zona en la que se pretenda establecer un banco de materiales debe tener las siguientes metas:

1. Determinación de la naturaleza del depósito, incluyendo toda la información que sea dable obtener sobre su geología, historia de explotaciones previas, relaciones con escurrimientos de agua superficial, etcétera.
2. Profundidad, espesor, extensión y composición de los estratos de suelo o roca que se pretendan explotar.
3. Situación del agua subterránea, incluyendo posición y variaciones del nivel freático.
4. Obtención de toda la información posible sobre las propiedades de los suelos y las rocas, los usos que de ellos se hayan hecho, etc.

La investigación completa está formada por tres etapas:

1. Reconocimiento preliminar, que debe incluir la opinión de un geólogo. En esta etapa debe considerarse esencial el contar con el estudio geológico de la zona, por sencillo que sea.
2. La exploración preliminar, en la que por medio de procedimientos simples y expeditos, pueda obtenerse información sobre el espesor y composición del subsuelo, la profundidad del agua freática y demás datos que permitan, en principio, definir si la zona es prometedora

5 para la implantación de un banco de las características del que se busca y si, por consiguiente, conviene continuar la investigación sobre ella.

3. La exploración definitiva, en la que por medio de sondeos y pruebas de laboratorio han de definirse detalladamente las características ingenieriles de los suelos y las rocas encontradas.

Las armas de la exploración para localización y valuación de bancos son la fotointerpretación, los sondeos y la prospección geofísica. Como quiera que rara vez se requiere explorar a profundidades grandes, mayores de 10 m, los métodos de sondeo preliminar y definitivo pueden no ser diferentes. El pozo a cielo abierto, la posteadora y los barrenos helicoidales (Refs. 2 y 3) son los métodos más empleados en suelos. La diferencia entre el estudio preliminar y el definitivo suele radicar más bien en el número de sondeos, que en la investigación definitiva deben corroborar la información preliminar, definiendo claramente las distintas formaciones existentes y cubicar con la aproximación requerida el volumen de material que vaya a ser necesario. No debe excluirse, al realizar exploración definitiva en suelos, el empleo de métodos de exploración más refinados o capaces de ir a mayores profundidades, que pudieran requerirse en algunas ocasiones; se utilizarán entonces máquinas perforadoras, con técnicas de sondeo del tipo de las descritas en las mencionadas Referencias 2 y 3. En bancos de roca, lo normal es atenerse en mucho a los resultados del reconocimiento preliminar, extrayendo de él normas de juicio en cuanto a la extensión del banco y al volumen de material disponible; la razón es que la exploración en roca requiere del uso de métodos rotatorios, con máquinas de perforación, todo lo cual resulta costoso y no suele considerarse necesario más que en casos importantes en que existan incertidumbres de consideración.

Ya se ha descrito en el Capítulo III de esta obra la utilidad que es posible extraer en los estudios de suelos de las técnicas de fotointerpretación y de la prospección geofísica. Cabe añadir que un buen estudio de fotointerpretación puede cubrir con rapidez la etapa de reconocimiento preliminar, sin que, como se dijo, este método tenga rival en la detección de posibles bancos. Los métodos geofísicos, por su parte, son económicos y rápidos para cubicar los bancos en estudio y para distinguir las diferentes formaciones que es común encontrar en ellos. De entre ellos, el geosísmico es el más usual, con mucho.

Los bancos de suelo han de muestrearse para conocer en el laboratorio las características que interesen para definir o autorizar su uso. No existe ninguna regla para fijar el número de sondeos que es necesario hacer en un caso dado. Algunas instituciones fijan un determinado número de sondeos por cada número de metros cúbicos de material por ex-

plotar, lo cual no toma en cuenta ni la homogeneidad o heterogeneidad de la formación, ni ninguna otra de las características geológicas particulares, por lo que el anterior no parece ser un buen criterio para definir la exploración; será preferible ceñirse en cada caso a las características específicas del banco en estudio, teniendo muy en cuenta las condiciones geológicas locales, los frentes que han de atacarse, etcétera.

Naturalmente, la muestra que se extraiga dependerá de la utilización que pretenda hacerse del suelo. En bancos para terracerías es común realizar análisis granulométricos, límites de plasticidad, pruebas de compactación, cálculo del coeficiente de variación volumétrica, todo lo cual suele requerir muestras entre 50 y 100 kg, como mínimo. Se trata sencillamente de clasificar al suelo y conocer sus características en cuanto a compactación.

En materiales para pavimento, además de las pruebas anteriores, los bancos de suelos deberán sujetarse en general a pruebas de Valor Relativo de Soporte o similares, de acuerdo con el método de diseño que se pretenda utilizar. Se excluye, naturalmente, toda la gama de pruebas que en relación con los asfaltos han de hacerse a una carpeta, por considerarlas fuera de los alcances de esta obra.

En general, las pruebas que requieren los suelos que van a usarse en pavimentos, aunque sea las mismas que las de las terracerías, suelen hacerse con más acuciosidad y en mayor número; por ejemplo, una granulometría en material para terracería, muchas veces no va más allá de la separación de las porciones de grava, arena y finos, en tanto que los materiales de pavimento requieren la curva completa. De la misma manera los análisis de compactación y Valor Relativo de Soporte probablemente han de hacerse con mayor intensidad en la subrasante y demás capas de pavimento que en otras partes más bajas del terraplén.

Al tratar con bancos de suelo que vayan a usarse en pavimentación es también frecuente que se distinga un conjunto de pruebas dentro de una etapa de estudio preliminar, de otras pruebas que se hagan posteriormente con carácter definitivo. Este criterio permitirá seleccionar las zonas más prometedoras dentro de un banco dado o establecer racionalmente alternativas de uso entre varios bancos vecinos.

La tabla XII-2 presenta de un modo general el tipo de pruebas que se hace a los distintos materiales provenientes de los bancos, según el uso que de ellos pretenda realizarse.

En general las pruebas están divididas en tres tipos, las de clasificación, las que tienen por objeto establecer la calidad de los materiales, que entre otras cosas, permitirán establecer si se cumplen las normas mínimas que establezca la institución constructora y, finalmente, las pruebas de diseño propiamente dicho. Sobre todo en este último aspecto puede haber, como ya se comentó en los capítulos respectivos, criterios diferentes entre los diversos organismos que construyen; la tabla está hecha presupo-

6

TABLA XII-2

Pruebas de Laboratorio que se efectúan a los suelos que se extraen de bancos, según su utilización

I. Terracerías.

- a) Clasificación: Límites de plasticidad.
Granulometría.
- b) Calidad: Peso volumétrico máximo.
A veces, Valor Relativo de Soporte.

II. Capa Subrasante.

- a) Clasificación: Límites de plasticidad.
Granulometría.
- b) Calidad: Peso volumétrico máximo.
Valor Relativo de Soporte.
Expansión.
Equivalente de Arena.
- c) Diseño: Determinación de Valor Relativo de Soporte (Método del Cuerpo de Ingenieros, U. S. A.), o bien:
Pruebas de Hveem, o bien:
Pruebas Triaxiales de Texas.

III. Base y Sub-base.

- a) Clasificación: Límites de plasticidad.
Granulometría.
- b) Calidad: Peso volumétrico máximo.
Valor Relativo de Soporte.
Equivalente de Arena.
Expansión.
- c) Diseño: Si se desea hacer un diseño estructural por capas, deberán realizarse las pruebas indicadas para la capa subrasante.

IV. Carpeta Asfáltica.

- a) Clasificación: Límites de plasticidad.
Granulometría.
- b) Calidad: Pruebas de desgaste y/o alterabilidad.
Equivalente de Arena.
Expansión.
Afinidad con el Asfalto.
Pruebas para definir la forma de los agregados.
- c) Diseño: Prueba de Marshall, o bien:
Pruebas de Hveem.
El contenido óptimo de Asfalto puede determinarse también por el Método C. K. E.

niendo un tanto que la prueba básica para el diseño de pavimentos sea la de Valor Relativo de Soporte. Otro punto en el que suele haber bastante diferencia institucional es el que se refiere a la fijación de las pruebas para fijar las características de expansividad de los suelos.

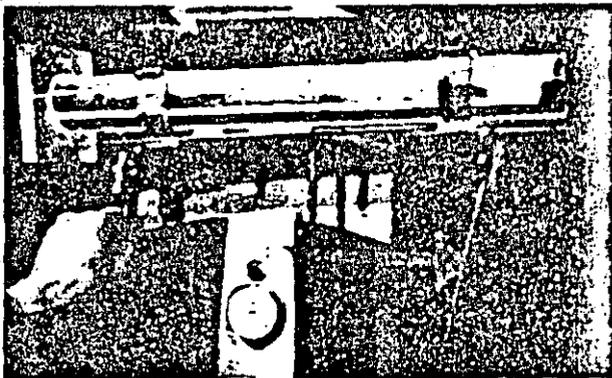
En términos generales todas las pruebas mencionadas en la tabla XII-2 han sido ya tratadas en páginas anteriores de esta obra, con excepción de la importantísima prueba de Equivalente de Arena, que originalmente desarrollada por F. N. Hveem en el Departamento de Carreteras de California, ha alcanzado hoy muy amplia y merecida difusión. Aunque esta prueba fue ya mencionada en el Capítulo IX, parece oportuno comentarla ahora, pues sus máximas virtudes destacan precisamente cuando se emplea para determinar la calidad de los suelos o la de los pro-

ductos de trituración procedentes de bancos. Los Refs. 4, 5, 6, 7 y 8 contienen información de detalle sobre la prueba y en el Anexo XII-a de este capítulo se incluye un breve instructivo sobre su realización.

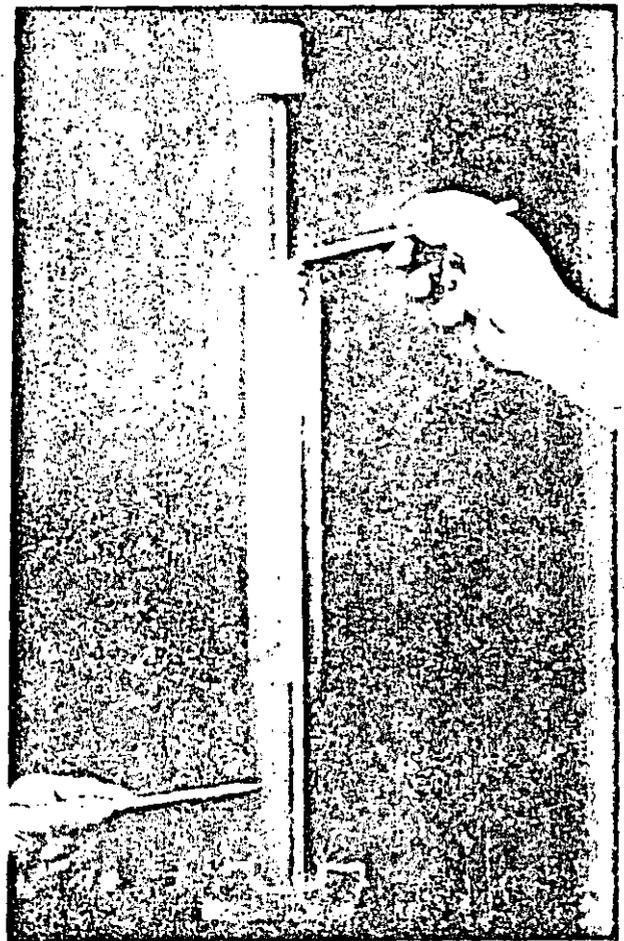
Todos los materiales térreos que se utilizan en las terracerías y los pavimentos contienen en mayor o menor grado partículas finas, de cuyo monto y actividad depende en gran parte, como es sabido, el comportamiento mecánico del conjunto. La prueba de Equivalente de Arena fue desarrollada por Hvem para valuar en forma cuantitativa la cantidad y la actividad de los finos que existen en la mezcla de partículas que constituyen el suelo que se va a utilizar.

La prueba consiste en introducir una cantidad prefijada de la fracción del suelo que pasa la malla Nº 4 en una probeta estándar, parcialmente llena con una solución que, entre otros efectos, propicia la sedimentación de los finos. Tras un periodo de vigorosa agitación para homogeneizar la suspensión, la probeta se deja en reposo en su posición natural durante 20 min, al cabo de los cuales se ve el perfil de sedimentación en el fondo, que básicamente debe consistir de dos capas fácilmente distinguibles, una inferior que tendrá prácticamente todas las partículas de arena y otra, superior, formada por la cantidad de arcilla que haya alcanzado a depositarse en el tiempo transcurrido, bajo el efecto floculante que produzca la solución utilizada, el cual, obviamente, dependerá de la concentración con que se fabrique ésta. Así, por ejemplo, si la arcilla contenida es una montmorilónita o una bentonita, de alta actividad coloidal, la solución estándar, actuando durante 20 min, alcanzará a flocular y depositar una determinada cantidad, en tanto que, si la arcilla es una caolinita de actividad coloidal mucho menor, seguramente en los 20 min podrá llegarse a depositar toda la arcilla.

De esta manera, el estudio de perfil de sedimentación permite establecer un índice volumétrico de las respectivas proporciones de los materiales contenidos en el suelo original, que pueden en principio, clasificarse como arenas o como arcillas. Además, como se verá, el perfil de sedimentación permite obtener



Agitador manual utilizado en la prueba de equivalente de arena.



Lectura del equivalente de arena.

también una idea de carácter cualitativo, pero seguramente bastante apropiada, de la actividad que pueda atribuirse a la fracción arcillosa.

La solución está formada básicamente con cloruro de calcio, que es un material floculante; se le añade algo de glicerina, pues se vio que así se producía un efecto estabilizante que hacía la prueba más consistente al ser repetida por operadores diferentes y una porción de formaldehído, cuyo objeto es el de esterilizar la solución para neutralizar la posibilidad de desarrollo de organismos que pudiera contener el suelo original. La base de la solución es agua destilada o razonablemente limpia. Muy especialmente, la cantidad de cloruro de calcio determina el poder floculante de la solución; con cantidades diferentes se tienen volúmenes de arcilla depositadas muy diferentes y, por lo tanto, también muy distintos equivalentes de arena, pues este concepto se define y determina con base en los respectivos espesores de arena y arcilla en el perfil de sedimentación.

Una vez obtenido el perfil de sedimentación y anotado el nivel superior de la capa de arcilla, se introduce en la probeta un pisón de peso estándar, el cual se apoya sobre la arcilla, permitiendo que se hunda en ella, lo que ocurre prácticamente hasta

que se alcanza la capa de arena; la altura a que queda este pisón se mide también y se considera la altura de la frontera superior de la capa de arena. El pisón es necesario, pues, como es natural, durante la deposición no se define nítidamente un plano de transición entre la arena y la arcilla. Se define como Equivalente de Arena la relación:

$$E.A. \approx 100 \frac{\text{Lectura en el nivel superior de la arena}}{\text{Lectura en el nivel superior de la arcilla}} \quad (12-1)$$

Un equivalente de arena cero se obtendría en una arcilla pura, en tanto que cuanto mayor sea el equivalente de arena se tendrá seguramente una mayor proporción de este último material en el conjunto.

Hasta aquí, tal parece que la prueba de equivalente de arena lo único que establece es una relación volumétrica entre el contenido de arena y el contenido de arcilla en la muestra. Si así fuera, no estaría dando más información que un análisis granulométrico rápido con cribado en las mallas Nos. 4 y 200, quizá más sencillo de realizar. El valor de la prueba de equivalente de arena es que, por lo menos cualitativamente, va algo más lejos que la simple información anterior, al dar una idea, como se dijo, de la actividad de la fracción arcillosa.

El primer punto a cuidar es la concentración de la solución floculante que se use, pues como se hizo notar, de su poder floculante depende que se deposite más o menos arcilla en el tiempo de prueba, lo que haría variar el equivalente de arena. Hveem intuyó que el carácter de la fracción fina se reflejaría de algún modo en la resistencia del suelo en conjunto y expresó esta resistencia por medio del parámetro *R*, obtenido en el estabilómetro y mencionado en el Capítulo IX.

La Fig. XII-1 (Ref. 8) muestra precisamente el efecto anterior, o sea la influencia de la actividad de los finos en el valor *R* dado por el estabilómetro.

Nótese que el efecto de un 5% de bentonita es similar al de un 21% de caolinita para la grava

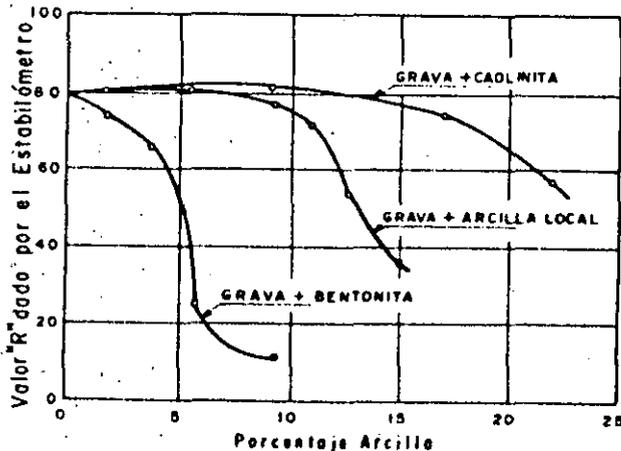


Figura XII-1. Efecto de la arcilla en el valor *R* (Ref. 8).

estudiada y ese es precisamente el nivel elegido por Hveem para fijar la concentración de la solución estándar. La solución estándar a utilizar en las pruebas de equivalente de arena es tal que proporcione el mismo valor para este último concepto en una grava que tenga 5% de bentonita y en la misma grava con 21% de caolinita.

Otra solución daría diferentes valores de equivalente de arena en todas las pruebas realizadas y desde luego es dudoso que la concentración elegida por Hveem posea ningún significado especial o sea la más apropiada para establecer la mejor correlación posible entre el valor del equivalente de arena y la actividad de los finos contenidos en el suelo.

Una vez fijada la concentración de la solución y estandarizada la prueba, la actividad de los finos se refleja en el resultado de la misma por lo menos de dos maneras. En primer lugar en la cantidad de arcilla que alcance a depositarse en los 20 min, que será diferente según sea el contenido y actividad de la fracción coloidal de la arcilla. En segundo lugar, la actividad de los finos se reflejará seguramente en la estructuración de la arcilla depositada, en la solución estándar y a estructuras más cerradas o más abiertas, aun para la misma cantidad de arcilla, corresponderán diferentes valores de la "altura de la arcilla" y, por lo tanto, diferentes valores del equivalente de arena. En general, en relación a este último aspecto puede decirse que cuanto más abierta sea la estructura, mayor actividad mostrarán los finos y se obtendrá un equivalente de arena menor.

No cabe duda de que los factores anteriores no están suficientemente estudiados, como no lo está la prueba en general, por lo que no es posible establecer cuantitativamente correlaciones entre el resultado

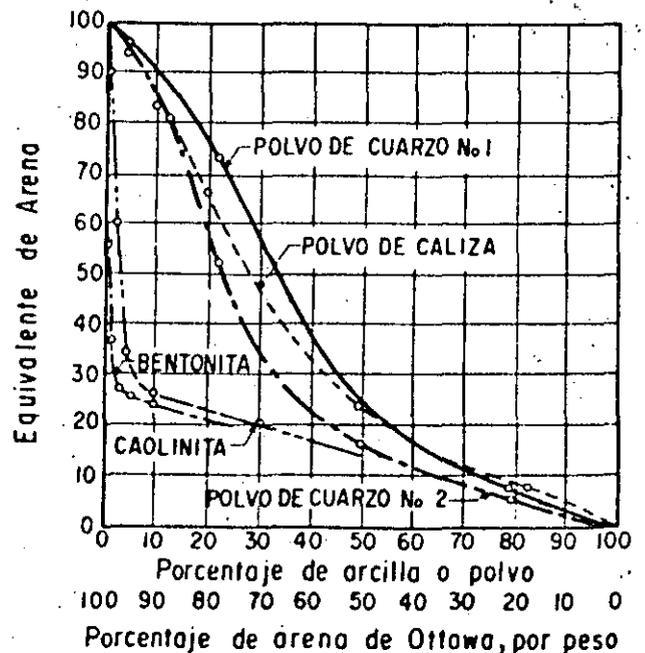


Figura XII-2. Efecto de varios materiales finos en el equivalente de arena (Ref. 8).

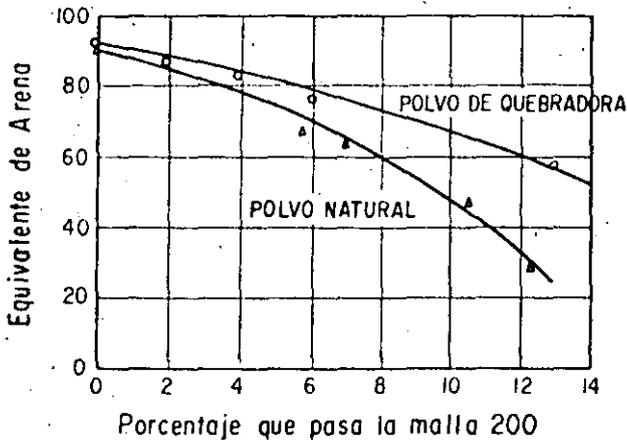


Figura XII-3. Efecto del polvo en el equivalente de arena del agregado fino de mezcla en planta, para carpeta (Ref. 8).

de la prueba de equivalente de arena y las propiedades mecánicas fundamentales, tales como la resistencia, la compresibilidad, la relación esfuerzo-deformación, la permeabilidad, etcétera; ni tan siquiera es posible decir, en el actual estado de conocimiento, si tales correlaciones existen en un sentido más o menos aproximado. Lo que queda entonces es calibrar la prueba con la experiencia personal de los ingenieros de campo y en este aspecto la prueba ha revelado y revela todos los días extraordinarias potencialidades, muy especialmente como prueba para el control de la calidad de los materiales obtenidos de bancos.

Las Figs. XII-2, XII-3, XII-4, XII-5 y XII-6, todas ellas extraídas de la Ref. 8, muestran diversas corre-

laciones experimentales de interés entre el valor del equivalente de arena y diferentes propiedades o condiciones del suelo. Las Figs. XII-2 y XII-4 deben interpretarse con cierto cuidado, en lo que se refiere al eje de abscisas. En la Fig. XII-2, por ejemplo, se mezcla a un cierto porcentaje de arena de Ottawa o bien los polvos de roca que se mencionan o bien las arcillas que se señalan, para obtener las diferentes gráficas que describen como varía el equivalente de arena al aumentar en la matriz de la arena los porcentajes de polvo de roca o los porcentajes de arcilla; de la misma manera funciona la Fig. XII-4.

En el Anexo XII-a de este Capítulo se describe en detalle la prueba de laboratorio correspondiente.

En lo que se refiere a las rocas, las principales pruebas que han de hacerse a los materiales producto de banco son las que definen su modo de fragmentación y su susceptibilidad a la meteorización. La tabla XII-3 contiene una relación de las pruebas índice que es más común hacer a las rocas, aun cuando en muchos casos de la práctica se omiten algunas de ellas o aun todas, utilizando el material simplemente con base en la observación del banco y en la experiencia precedente.

TABLA XII-3

Pruebas índice más comunes para materiales rocosos, con vistas a definir su comportamiento ingenieril (Ref. 9)

- Densidad de sólidos
- Peso volumétrico seco
- Contenido de agua
- Porosidad
- Índice de Alteración
- Permeabilidad al agua
- Permeabilidad al aire
- Alterabilidad
- Resistencia
- Deformabilidad

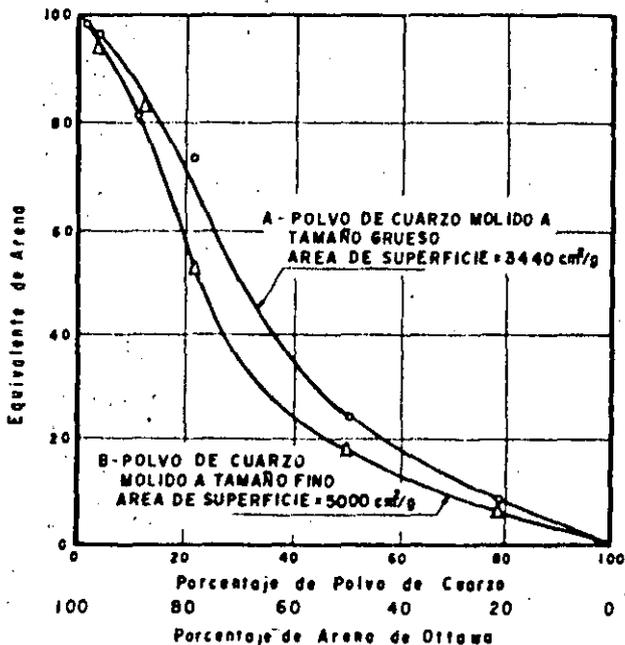


Figura XII-4. Polvo de cuarzo y arena de Ottawa. Efecto del tamaño de las partículas en el equivalente de arena (Ref. 8).

XII-4 MATERIALES ENCONTRADOS EN LOS BANCOS (Refs. 10 y 11)

A. Alteración de las rocas

Los materiales que el ingeniero encuentra en los lugares de posible explotación son suelos o rocas que han soportado en ese sitio numerosos cambios por evolución o por revolución, los que han dejado sus huellas, hasta formar los materiales que sea posible encontrar en la actualidad.

Probablemente toda la corteza terrestre procede, como se sabe, de algo que en origen fue un fluido viscoso y que lentamente se endureció hasta formar rocas ígneas. Los procesos de meteorización, favorecidos por agrietamientos y acciones tectónicas fueron formando, a partir de la matriz original, masas residuales, antecedentes de suelos residuales, producto "in situ" de la descomposición, la solución y la des-

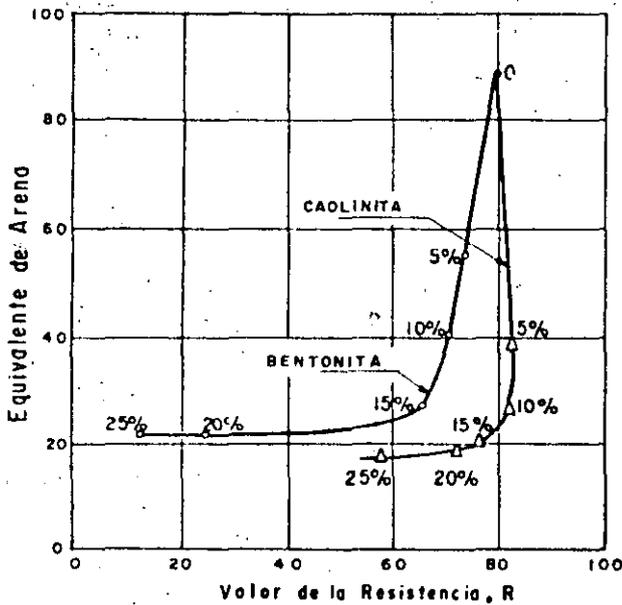


Figura XII-5. Valor de la resistencia en relación al equivalente de arena en roca triturada con contenido variable de arcilla (Ref. 8).

integración. Como ya se vio, muchos de estos productos pueden ser transportados por la gravedad, el viento, el agua o el hielo, para formar, en nuevas con-

Relación de componentes de la mezcla			
Componentes en Menor Proporción.	Componentes en Mayor Proporción		
	ARENA	LIMO	ARCILLA
ARENA	o	o	o
LIMO	o	+	+
ARCILLA	o	+	-

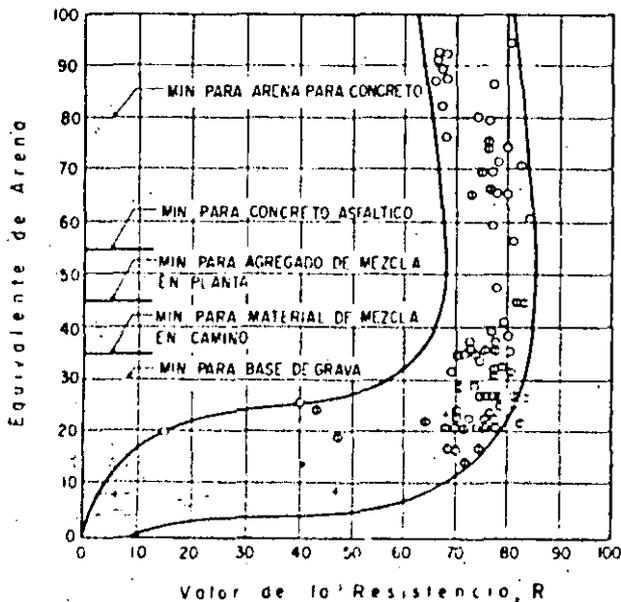


Figura XII-6. Equivalente de arena en relación al valor de la resistencia (Ref. 8).

diciones de localización y ambiente los suelos transportados.

Los suelos transportados y depositados en un nuevo lugar pueden continuar intemperizándose en ese lugar o ser retransportados y redepositados en un nuevo ambiente. Otros se endurecen por consolidación y cementación formando rocas sedimentarias. Muchos organismos marinos o que viven en las aguas contribuyen fundamentalmente a la transformación en rocas de los sedimentos previos producidos por meteorización. Las rocas sedimentarias quedan sujetas a la misma distorsión y fracturamiento que la tectónica produce en las rocas ígneas y, de la misma manera que a éstas, las afectan los cambios ambientales, que las meteorizan para producir nuevos suelos residuales, en los que recomienzan los procesos de erosión, transporte y creación de nuevos depósitos.

Además de estar sujetos a la meteorización y a la erosión, las rocas sedimentarias que van quedando cubiertas por sedimentos acumulados pueden ir quedando también sometidas a aumentos de temperatura, de presión y a la acción de nuevos estados de esfuerzos. Como consecuencia, su estructura mineral puede alterarse químicamente o reagruparse físicamente, para producir las rocas metamórficas. Estas nuevas rocas pueden parecerse a sus rocas madres, pero normalmente son más cristalinas, más densas y más duras. De nuevo, las rocas metamórficas quedan sujetas a meteorización donde quiera que queden bajo el efecto de un ambiente externo, por lo que pueden formar suelos residuales, que posteriormente pueden ser erosionados, transportados y mezclados en nuevos depósitos sedimentarios. En rigor, las rocas ígneas también pueden metamorfizarse por calor, presión o esfuerzo cortante, pero los cambios que sufren por ello suelen ser menos drásticos que los que se tienen en rocas sedimentarias. Finalmente, las rocas metamórficas se pueden retransformar en ígneas, por calor, presión o adición de nuevos minerales procedentes de masas fluidas.

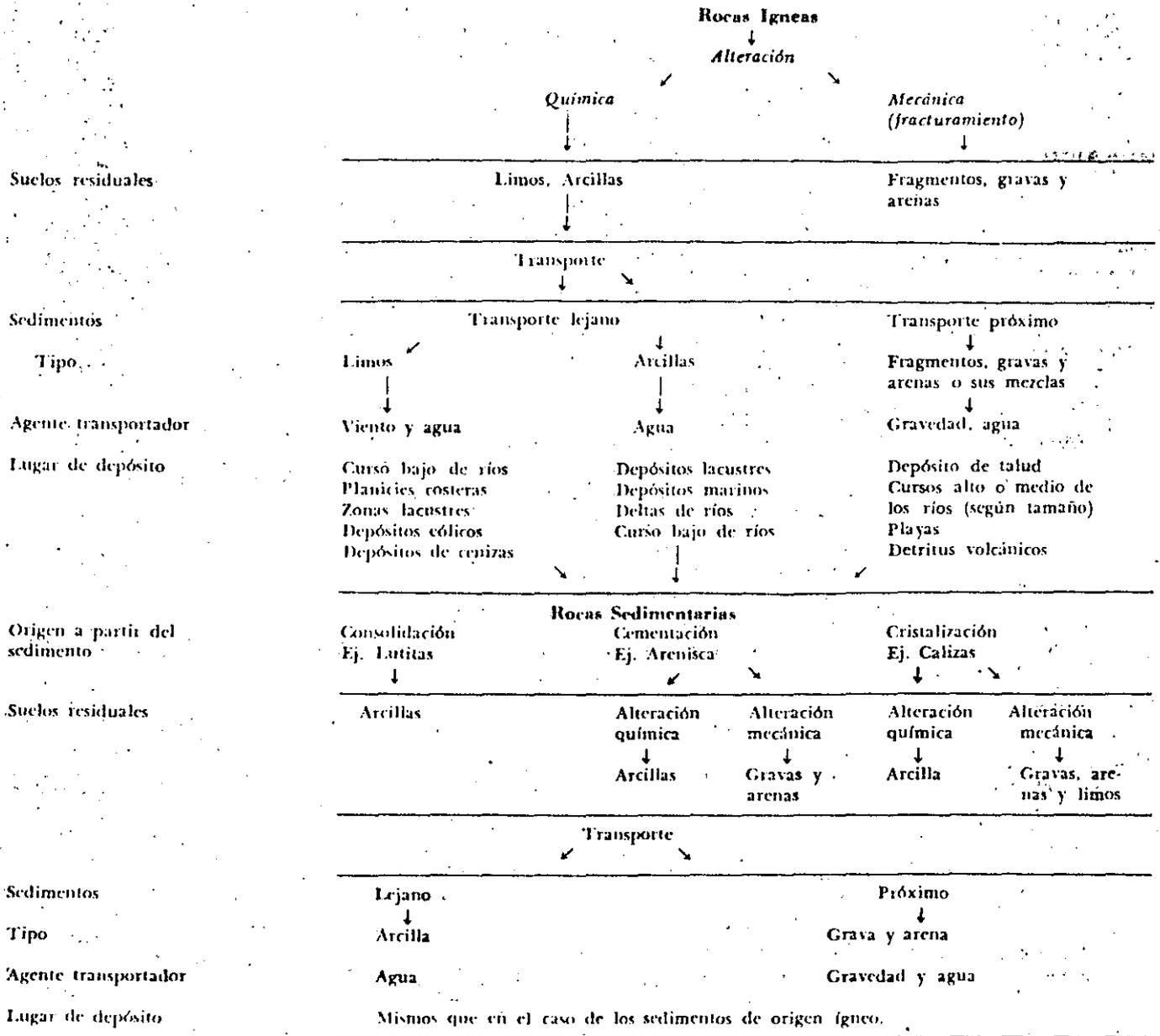
En el Capítulo II de esta obra se mencionaron desde un punto de vista mineralógico las principales rocas que el ingeniero encuentra en la corteza terrestre, así como los sedimentos más comunes que esas rocas pueden producir. De la misma manera se mencionaron allí someramente lo que podría considerarse las características geológicas de las rocas. No se insistirá aquí en esos aspectos, pero en cambio, convendrá insistir algo en la dinámica de la alteración de las



Explotación de un gran banco en roca alterada.

TABLA XII-4

Dinámica de la alteración de las rocas y la formación de suelos residuales y transportados



Rocas Metamórficas

Temperatura, presión, etc., actuando sobre los sedimentos. Análogos suelos residuales y transportados que las otras rocas. (Gravas, arenas, limos o arcillas.)

rocas, en la génesis de los suelos residuales y transportados y en una descripción, aunque sea breve, de las formaciones que el ingeniero puede encontrar en su búsqueda de bancos y de los materiales que más comúnmente aparecen en ellas.

La tabla XII-4 presenta en forma esquemática las transformaciones de las rocas que producen suelos, los distintos tipos de éstos y la influencia de los factores de meteorización y transporte.

La alteración de una roca es siempre un modo de adaptarse a su ambiente; por ello, cuando una

roca antes no expuesta queda sujeta a la meteorización, se altera para adaptarse al nuevo ambiente que le ha sido impuesto. Lo mismo sucede cuando la roca es fragmentada o triturada y colocada en una estructura ingenieril. Por tal motivo el ingeniero debe considerar que todas sus manipulaciones son fuente de alteración futura. En la gran mayoría de los casos, los procesos de alteración que el ingeniero desencadena ocurren a escalas de tiempo dentro de las cuales la vida útil de una obra representa un periodo insignificante, pero no siempre ocurre así y los casos

de alteración muy rápida son, naturalmente, los que más interesan desde un punto de vista práctico. Un ejemplo típico es la alteración de lutitas en arcillas, sobre todo en presencia de agua.

Las rocas que se usan en las diferentes estructuras de una vía terrestre procedentes de los bancos de materiales quedan sujetas en general a compresión y, muchas veces, a abrasión e impacto; todas estas son causas adicionales de alteración. Entre las formas de alteración, la rotura de granos puede producir cambios fundamentales en los materiales de pavimento en corto tiempo; el agua y el desarrollo de presiones neutrales también pueden producir efectos notorios dentro de la vida útil. Correspondientemente, el ingeniero deberá investigar las características de alterabilidad teniendo en mente estos hechos.

Algunos usos de materiales en las vías terrestres imponen condiciones muy especiales a los agregados de banco que vayan a usarse. La tecnología del concreto, que se considera fuera del alcance de esta obra, ofrece abundantes ejemplos de la afirmación anterior, pero no es este material el único que impone condiciones. Las mezclas asfálticas también requieren características específicas en los agregados pétreos, llegándose en algunos casos al rechazo de los mismos al no verlas cumplidas. Las rocas que contienen un alto porcentaje de minerales de silicio (rocas ácidas) no sirven generalmente para carpetas, por no presentar una liga adecuada con el asfalto. También dan problemas en las mezclas asfálticas algunos agregados que tienen tendencia a alterarse rápidamente en arcillas, como sucede con algunos basaltos, a despecho de la excelente calidad que en general esta roca tiene cuando se usa en mezclas asfálticas.

La alteración química de las rocas produce como última consecuencia arcillas cuya mineralogía se relaciona con la de la roca madre; así por ejemplo los granitos tienden a formar arcillas caoliníticas, en tanto que los basaltos, ricos en minerales ferromagnesianos, dan lugar a arcillas montmoriloníticas. En el Capítulo VI se presentó el fundamental concepto de perfil de meteorización y los tipos más comunes de éstos de acuerdo con la roca en que se producen.

B. Tratamientos

Los materiales procedentes de bancos que van a ser usados en terracerías no suelen sujetarse a ningún tipo de tratamiento especial y se utilizan tal como se obtienen; en esa condición natural deberán cumplir las especificaciones constructivas y de calidad que se señalen, pero se considera universalmente irrazonable desde el punto de vista económico el empleo de tratamientos, salvo casos muy especiales.

En los trabajos de pavimentación, por el contrario, es usual, como ya se mencionó, someter los materiales a diversos tratamientos que los adecúen a sus funciones. Los tratamientos más usuales son:

1. Eliminación de desperdicios

Se trata, por ejemplo, de eliminar en bancos de suelos un determinado porcentaje de partículas cuyo tamaño máximo sobrepasa el que se haya considerado en el proyecto (frecuentemente en el orden de 7.5 cm). Esta eliminación se hace muchas veces a mano.

2. Disgregación

Esta operación se hace generalmente en bancos de suelo duro, de roca muy alterada o en materiales con la consistencia de aglomerados poco cementados. La disgregación se hace muchas veces con arados y cuchillas dispuestas en las máquinas o con rodillos de compactación del tipo pata de cabra o similar.

3. Cribado

Generalmente se utiliza para lograr en un material de naturaleza friccionante una granulometría adecuada o para eliminar porcentajes altos de partículas mayores que el tamaño máximo requerido, que generalmente son desperdiciadas; se ha dicho que porcentajes arriba de 10 ó 15 % conviene ya eliminarlos cribando.

Las instalaciones de cribado para eliminación de tamaños grandes suelen ser muy sencillas. Normalmente el material se maneja por gravedad, recogiendo en un camión el material que pasa una criba determinada. Este método tiene peligros de segregación, que conduce a la obtención de materiales no uniformemente mezclados. Cuando se requiere una buena dosificación de materiales en diversos tamaños ha de recurrirse a plantas de cribado, con cribas vibratorias, dispuestas en dos o tres niveles; el ritmo de vibración suele ser de 1,200 ciclos por minuto. Estas plantas se utilizan generalmente en combinación con equipos de trituración.

En la actualidad se usan cada vez más cribadoras por centrifugación, con cribas cilíndricas concéntricas que giran a la vez, de manera que el material va pudiendo pasar de una a otra recorriendo, según su tamaño, diferente camino desde el centro a la periferia del sistema. Es obvio que este tipo de plantas garantizan mejor que ninguna otra la obtención de dosificaciones precisas.

4. Trituración

Es el tratamiento a que generalmente se recurre para llegar a la granulometría adecuada a partir de materiales naturales muy gruesos o de fragmentos de roca. Es normal realizar la trituración en varios pasos o etapas, según el producto final a que desea llegarse; así se habla de trituradoras primarias, secundarias o terciarias.

La trituración suele realizarse en plantas muy completas que incluyen alimentadores, bandas de



Vista de una planta de trituración de materiales.

transportación, plantas de cribado, elevadores de material y dispositivos trituradores de quijada, de impactos, de rodillos de diferente separación, etcétera.

Es importante la relación de tamaños de la partícula en las etapas iniciales y final del proceso, que define el tipo de equipo que ha de usarse y el costo de la operación. También es importante la forma que adquiera la partícula triturada, pues de ella depende en mucho el comportamiento mecánico posterior. Una forma equidimensional, con aristas vivas es obviamente la más deseable.

Es usual hablar de trituración total o parcial, denotando la intensidad del proceso requerido en un caso dado.

5. Lavado

Se aplica en materiales contaminados por arcilla, materia orgánica o polvos; frecuentemente se usa en conexión con operaciones de trituración y cribado.

El lavado se realiza por diversos sistemas, desde el chiflonaje durante el cribado, hasta el empleo de tanques lavadores, en los que el material es removido con paletas mecánicas, mientras se le somete a riegos de agua a presión.



Aspecto de un préstamo lateral.

13



Zanja para préstamo lateral.

C. Tipos de Bancos

Ya se mencionó en otra parte de esta obra (párrafo XI-14) que las fuentes más típicas de aprovisionamiento de materiales son el préstamo lateral, la compensación longitudinal o transversal y el uso de bancos específicos. En lo que sigue se proporciona alguna información general sobre tipos de bancos que, si bien se enfoca al tercer tipo de fuente, pudiera comprender en algunos casos a las dos anteriores.

Los depósitos de río reciben el nombre genérico de aluviones. Debido a que el agua a lo largo del curso tiene ocasión de erosionar materiales muy diferentes, es normal que los aluviones estén formados por materiales muy variados; sin embargo la deposición sí ocurre siguiendo algunas leyes generales fáciles de entender. La capacidad del agua para transportar sedimentos depende de la velocidad de la corriente y de su gasto; esto condiciona un gran poder erosivo en las zonas de curso alto, en que la corriente suele tener fuertes pendientes y, por ende, grandes velocidades, por lo que el agua es capaz de arrastrar sedimentos muy gruesos, del tamaño de la grava y la arena y aún fragmentos de roca, que van rolando cauce abajo. En el curso medio, la pendiente de los ríos disminuye y correspondientemente lo hace



Detalle de un depósito aluvial grueso.

la velocidad, por lo que se restringe la fuerza erosiva por este concepto; es muy común que por esta razón en el curso medio de los ríos se depositen los materiales del tamaño de la grava y de la arena, siendo estas zonas muy apropiadas para la búsqueda de estos bancos. En la etapa final de su recorrido, el río usualmente pierde mucha velocidad, entra a zonas más planas, divaga y busca su salida en el mar, en un lago o en otro río importante; en esta etapa, el poder erosivo disminuye aun más, especialmente cerca de la desembocadura, en donde suele ejercerse un efecto de frenaje muy importante por parte de las masas de agua comparativamente estáticas a las que el río terminará por desembocar. Esta es la zona en la que la corriente deposita los materiales más finos, del tipo de los limos y las arcillas. Si el régimen se hace muy lento en la desembocadura, se formará un delta, con predominio notorio de sedimentos muy finos.

Al régimen anterior, que se podría considerar ligado al régimen de velocidad del escurrimiento, se superpone el efecto del gasto en el poder erosivo, que hasta cierto punto es contrario. En la parte alta del río se tenderá a tener gasto bajo y, por este concepto, el poder erosivo de la corriente será pequeño. El

gasto tenderá a aumentar en el curso medio y, sobre todo, en el inferior y, por ello, siempre considerando exclusivamente este efecto, el poder erosivo y de transporte de la corriente irá creciendo a medida que ésta se acerca al mar. El efecto del gasto es importante en los ríos que tienen tendencia a sufrir fuertes crecientes, tanto más, cuanto que a dichas crecientes suelen asociarse velocidades anormalmente altas.

En términos generales la influencia de la velocidad en el régimen de erosión es mayor que la del gasto, pero en ríos que se inundan con mucha violencia ambos efectos pueden igualarse y la situación aun pudiera invertirse.

El ingeniero que busca bancos suele tener información bastante precisa en cuanto a la naturaleza del río que tenga en estudio. Si éste no es susceptible de sufrir crecientes violentas en periodicidad corta, prevalecerá el esquema de depósito que se describió al hablar del efecto de la velocidad. Se podrá esperar encontrar boleos y gravas en el curso alto, gravas y arenas en el medio y limos y arcillas, en el bajo y en la desembocadura. Si el río tiene crecientes importantes relativamente poco espaciadas en el tiempo será muy probable encontrar sedimentos más gruesos en las zonas más bajas, especialmente en los meandros, en las llanuras de inundación o en las terrazas fluviales vecinas, lugares en donde la velocidad, aun en creciente extraordinaria, tenderá a disminuir.

Los sedimentos que sea dable encontrar en el curso de un río también dependen mucho de la naturaleza de las formaciones que el río atraviesa. Un ejemplo muy típico de esto lo constituyen muchos ríos de la vertiente Pacífico de la República Mexicana y muchos ríos andinos en Sudamérica. En estos lugares, las cadenas montañosas llegan hasta muy cerca del mar, dejando una planicie costera muy reducida, de manera que la mayor parte del curso de los ríos (nunca muy largos) ocurre por zonas de muy fuerte pendiente, que dan a la corriente mucho poder erosivo; además, por lo lluvioso de estas regiones en algunas épocas del año o por el efecto del deshielo, es normal que estos ríos tengan algunos meses de muy grande gasto. Todo lo anterior hace que en esas épocas el río se precipite hacia la exigua llanura costera con grandes cantidades de sedimento grueso, por lo menos del tamaño de la arena, arrancados de las formaciones rocosas de la montaña. La velocidad con que el río irrumpe en la planicie y el gasto importante hacen que se produzcan grandes inundaciones, durante las cuales se deposita el acarreo arenoso, el cual puede encontrarse prácticamente hasta la desembocadura. En el caso de los ríos mexicanos de la vertiente del Pacífico, este fenómeno se ve estimulado por las grandes formaciones de granito alterado que el río cruza en la serranía y que son fuente de grandes acarreos arenosos. En situaciones como ésta, el ingeniero podrá encontrar bancos de arena y grava, aun en zonas en que otros ríos de cauce más extendido depositan ya únicamente acarreos finos.



Un depósito aluvial típico.

En resumen, los depósitos que sea dable encontrar en valles fluviales, llanuras de inundación y en terrazas y abanicos aluviales son relativamente variables, no sólo en naturaleza mineralógica, sino también en tamaño y dependen del desarrollo de la corriente, de su régimen hidrológico y de las formaciones que se atraviesan.

En las zonas en que las serranías se juntan con las planicies de costa es muy frecuente encontrar sistemáticamente de trecho en trecho los denominados depósitos de pie de monte, grandes formaciones de arenas limosas y gravas, inclinadas y ondulantes, dejadas por los ríos, que bajan y pierden velocidad al entrar en la planicie.

Los lagos actúan como depósitos de sedimentación para las corrientes que a ellos llegan. Es común que cuando el río entra al lago tienda a depositar en la orilla los sedimentos más gruesos que aún traiga en suspensión, dependiendo el tamaño del régimen anterior del río; de esta manera, es frecuente que la desembocadura del río en el lago forme un delta más o menos importante, en el que será posible encontrar arenas o limos. Los sedimentos más finos penetran en el lago con el agua del río y se depositan en zonas más profundas. En épocas del año de aguas abundantes el depósito principal está formado por el material limoso que haya alcanzado a entrar al lago y las arcillas más gruesas, pero las arcillas más finas se depositan más bien en las épocas de estiaje, cuando las aguas del lago están más tranquilas. Por lo anterior, los depósitos lacustres suelen ser estratificados, con capas bastante homogéneas de materiales finos, en las que se manifiesta cierta tendencia a una alternancia de estratos limo-arcillosos con otros de arcillas muy finas. El estancamiento de las zonas lacustres suele propiciar la deposición de materia orgánica, por lo que no es raro que en los depósitos lacustres haya suelos de tal naturaleza o turbas, generalmente estas últimas en las partes más superficiales. También es común la presencia de esqueletos silicosos de microorganismos y conchas calcáreas, que se incorporan al conjunto.

En México es relativamente frecuente encontrar depósitos lacustres en lugares donde el correspondiente lago ha desaparecido desde hace mucho tiempo, dando lugar a zonas muy problemáticas, tanto desde el punto de vista de cimentación de obras viales, como de localización de bancos de materiales apropiados.

En México, al igual que en otras partes, son relativamente frecuentes en zonas desérticas y montañosas, ríos que no desembocan en ningún cuerpo de agua, sino que desaparecen, extendiéndose en una zona plana, en la cual forman un verdadero abanico aluvial. Naturalmente se trata de ríos de régimen torrencial muy esporádico, que no han tenido aun la oportunidad de labrarse un cauce completo y que, al perder abruptamente el confinamiento que tenían en el trayecto montañoso, quedan sin capacidad de

transporte. En estos abanicos aluviales se depositan al mismo tiempo prácticamente todos los sedimentos que traiga el río, sin ninguna clasificación por tamaños, por lo que en ellos puede encontrarse depósitos muy heterogéneos, con abundancia de grava, arenas y limos.

El viento es otro elemento de transporte fundamental; arrastra sobre el suelo partículas relativamente gruesas y suspende y transporta limos y arenas muy finas. La distancia de acarreo depende del tamaño de la partícula y de la fuerza del viento: varía desde pequeños trechos de algunos metros, hasta muchos kilómetros.

Un depósito eólico muy típico es el loes. El origen de los loes suele estar en depósitos glaciares o en zonas desérticas, a partir de los cuales sobrevino el transporte del viento; el loes primario está formado por partículas de limo tal como el viento las depositó, sin ninguna alteración química posterior, en tanto que en el loes secundario ha habido ya alteración química, generalmente por el agua. El predominio, de las partículas de limo es grande en todos los loes, pues las arenas generalmente son demasiado gruesas para sufrir tanto transporte aéreo y las arcillas se defienden mucho más del embate del viento. Al depositarse, las partículas adquieren una estructura panaloidal extremadamente suelta, en cuyos nexos suelen depositarse arcillas, carbonatos de calcio y óxidos de hierro, que dan al conjunto buena estabilidad, que se pierde si el agua lava y disuelve esas ligas. Por esta causa, muchos ingenieros prefieren, con razón, exponer los loes en cortes verticales, obteniendo mejores resultados que con taludes inclinados, más expuestos a las lluvias.

Los loes son buenos y abundantes bancos para material de terracería, pero pueden presentar problemas de rebote elástico cuando se usan en la capa subrasante, por lo que no conviene aceptarlos para este fin sin pruebas especiales. En general, el material es muy sensible a la compactación, la cual puede mejorar grandemente su comportamiento mecánico. Como quiera que los loes aparecen en amplias extensiones y depósitos profundos, en las zonas cubiertas por ellos no suelen aparecer otros materiales, por lo que éstos deberán buscarse o fuera de la formación o en cerros no cubiertos; por su gran porosidad, las aguas superficiales se infiltran, de manera que en las zonas de loes, sobre todo primarios, tampoco habrá arroyos susceptibles de proporcionar gravas o arenas.

Otra formación eólica típica son los médanos de arena, fuente obvia de este material, aunque la cantidad que puede obtenerse no está muchas veces en correspondencia con la calidad, pues la arena resulta demasiado uniforme para muchos usos.

Los depósitos glaciares son otra fuente posible de materiales para construcción, aun cuando en México sean escasos. Pueden ser formados directamente por el hielo en movimiento o por las aguas del deshielo. Generalmente, en el primer caso, son depósitos muy

heterogéneos que adquieren la forma de un conjunto de bloques, empacados en una matriz arenó-arcillosa. En el caso de los depósitos formados por el agua de deshielo, su naturaleza es mucho más parecida a un depósito fluvial, si bien la capacidad de arrastre de gruesos es en los glaciares, mayor.

Los suelos residuales constituyen otra frecuente fuente de materiales para construcción, cuya naturaleza varía mucho de acuerdo con la naturaleza de la roca madre y el grado de alteración sufrido. En general, las rocas sedimentarias producen suelos muy arcillosos, exceptuando las rocas muy silíceas. Las rocas ígneas pueden producir suelos arenosos o arcillosos dependiendo de lo seco o húmedo que sea el ambiente de alteración; las rocas de naturaleza ácida tienen mayor tendencia a producir suelos granulares, en tanto que las de naturaleza básica devienen casi siempre en arcillas.

Es común que los suelos residuales contengan partículas de todos los tamaños, puesto que no han sufrido ningún proceso de selección como los que producen los medios de transporte ya anteriormente tratados. Dependiendo del tamaño predominante, estas formaciones residuales pueden ser fuentes de abastecimiento de materiales para terracerías o subrasantes. En general, para este último caso es necesario someterlos a un proceso de eliminación a mano de fragmentos de roca más o menos intemperizada, mayores que 7.5 cm. De algunos suelos residuales provenientes de rocas muy silíceas o poco alteradas, es posible obtener materiales para sub-bases o bases, especialmente si se van a tratar con cemento o cal, sometiéndolos a procesos de lavado, que eliminen sus finos o a trituración parcial que eliminen los tamaños mayores que los convenientes.

En la búsqueda de materiales para pavimentación, una fuente indiscutible la constituyen las formaciones rocosas sanas donde quiera que aparezcan, exceptuando naturalmente aquellas cuya naturaleza arcillosa no las hace adecuadas para estos fines. Estos materiales deberán ser triturados totalmente y, en algunos casos, sujetos a tratamientos especiales para mejorar alguna característica específica como, por

ejemplo, su afinidad con el asfalto. Durante la explotación de estos bancos deberá tenerse especial cuidado en evitar las zonas alteradas o la contaminación con arcilla que rellene fracturas o grietas, pudiendo llegarse en algunos casos al recurso del lavado para eliminar estos materiales indeseables.

Conviene dedicar algunos comentarios a algunos tipos de materiales especiales que se han utilizado con frecuencia en la técnica mexicana.

1. Conchuela

Se trata de formaciones de residuos calcáreos de conchas de moluscos, que se encuentran a veces en grandes volúmenes en zonas próximas al mar. Generalmente el material muestra un avanzado grado de alteración y está formado por pequeñas lajitas, fragmentos de la concha original. La granulometría del conjunto es defectuosa y no satisface requisitos de pruebas de desgaste. Sin embargo, la utilización de este material en calles, caminos y aun aeropistas ha dado resultados aceptables, inclusive en bases asfálticas, construidas por el método de mezcla en el lugar, sin adicionar a la conchuela ningún material pétreo.

2. Escorias de fundición

Son materiales frágiles, vidriosos y muy duros, que se trituran sin producción de finos, que se han utilizado exitosamente como base de pavimento en muchas partes. Su excesiva dureza ha llegado a ser un inconveniente en la trituración.

3. Desperdicios de minas

Resultan abundantes en las regiones mineras. Son materiales pétreos que generalmente aparecen con la granulometría excesivamente uniforme, consecuencia del proceso industrial que los produjo; dependiendo de éste, el tamaño de las partículas puede variar mucho, desde el correspondiente a las arenas muy finas hasta 5 ó 7 cm.

XII-5 EXPLOTACION DE BANCOS

La explotación de bancos de roca o suelo se hace utilizando determinados equipos con características y usos bien establecidos por la experiencia previa de construcción. La selección de equipo adecuado para un caso particular será función de tres factores fundamentales:

- La disponibilidad de equipo.
- El tipo de material por atacar.
- La distancia de acarreo del material.

Establecida la clase de equipo, su tamaño es sobre todo función del volumen de la obra por ejecutar,

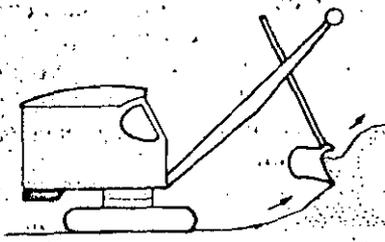


Preparación de un lecho de roca para su remoción con explosivos (Barrenación).

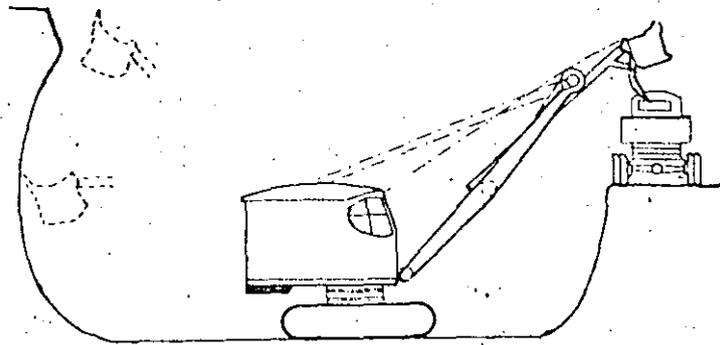
TABLA XII-5

Equipo común para explotación de bancos y transporte de materiales

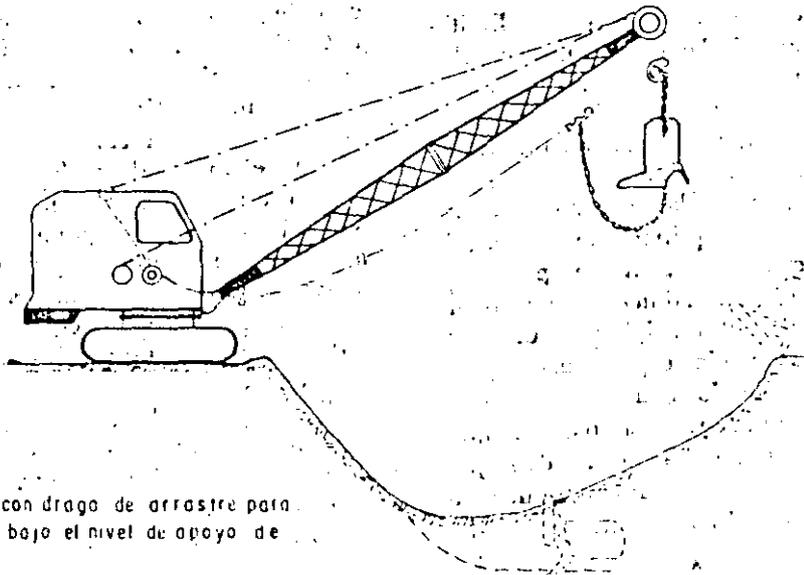
Tipo de material	Despalme y limpieza (Si se requiere)	Preparación del banco	Excavación y carga		Transporte	
			Tamaño máximo (m)	Equipo	Distancia (m)	Equipo
ROCAS						
Roca sana (Superficialmente alterada)	Tractor de orugas con cuchilla frontal, inclinable	Barrenación y tronado de acuerdo al tipo de roca y al tamaño máximo por obtener	$0.75 < x < 2.00$	Pala mecánica	Menos de 150	Volquete o camión
			$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	De 150 a 2,500	Vagoneta o camión
			$0.075 < x < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	De 2,500 a 100,000	Camión o remolque
Roca alterada (Superficialmente muy alterada)	Tractor de orugas o neumáticos con cuchilla frontal inclinable	Barrenación y tronado, escarificación y moneo o sólo escarificación	$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
			$0.075 < x < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	De 150 a 2,500	Vagoneta o camión
			$0.075 < x < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	Más de 2,500	Camión o remolque
Roca muy alterada (Suelo y fragmentos chicos superficiales)	Tractor de orugas o neumático, con cuchilla frontal inclinable o escrepa halada con tractor de orugas	Escarificación y moneo o sólo escarificación	$0.075 < x < 0.75$	Pala mecánica o Cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
					De 150 a 2,500	Camión o vagoneta
					Más de 2,500	Camión o remolque
		Escarificación	$x < 0.075$	Escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de orugas o motoescrepa
De 150 a 2,500	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa					



a) Operación normal en un depósito de voladura.



b) Operación en frente vertical.



c) Operación con drago de arrastre para materiales bajo el nivel de apoyo de la máquina.

Figura XII-B. Explotación de un banco con pala mecánica.

haciendo de tractores pesados con arados para fragmentar los materiales hasta un grado tal que puedan ser removidos por el propio tractor o por otras máquinas, evitando así operaciones de barrenación y uso de explosivos, que siempre son más lentas y costosas. El tractor se utiliza también como máquina excavadora y empujadora, por efecto de su cuchilla frontal,

estando limitada la primera acción generalmente a no más de 50 cm; para estos trabajos suele recurrirse casi siempre al tractor de orugas, quedando reservado el de llantas neumáticas para maniobras de remolque de equipo de transporte a distancias cortas (entre 150 m y 2,500 m).

En la construcción pesada se impone cada vez más

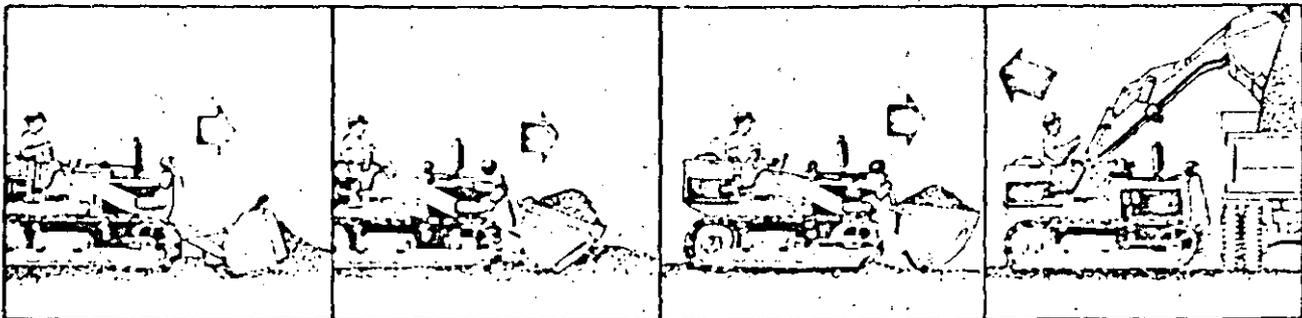


Figura XII-9. Trabajo de un cargador frontal en la explotación de un banco

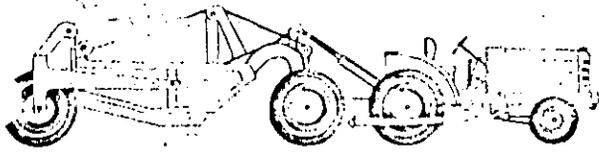


Figura XII-10. Croquis de una escrapa autocargable.

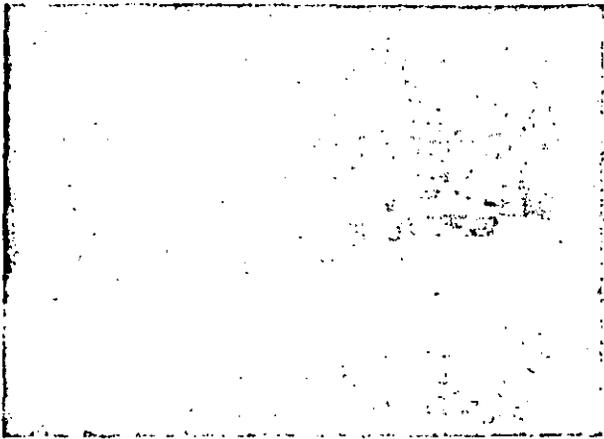
la utilización de escrapas auto-propulsadas y autocargables, cuando la naturaleza del material permite su operación, pues obviamente resultan equipos muy rápidos y versátiles en lo que se refiere tanto al material que con ellos se puede manejar, como a la distancia a que es económico efectuar el acarreo. Es frecuente que se ayude su capacidad de autocarga empujándolas con un tractor, el cual se emplea en la disgregación del material durante el tiempo de acarreo de la motoescrapa. Las escrapas no autopropulsadas se emplean remolcadas, generalmente por tractores de llantas y operan eficientemente en distancias de acarreo cortas.

También se ven cada vez con mayor frecuencia en los bancos de materiales cargadores frontales de brazos articulados, bien sea de orugas o sobre llantas; los primeros son más potentes y capaces de trabajar con fragmentos de roca más grandes o en terrenos más duros, pero los segundos son más rápidos en las idas y venidas y sobre todo en los giros. Acarreos muy cortos, de menos de cien metros se han hecho directamente con el cargador.

La pala mecánica exige frentes de ataque bien finidos y de volúmenes abundantes, de manera que no hayan de ser trasladadas con frecuencia. La gran mayoría opera sobre orugas, lo que permite que se adapten a cualquier tipo de terreno, aún con pendientes muy fuertes, conservando siempre buena estabilidad; las palas sobre llantas tienen mucha mayor capacidad de traslación, pero son inferiores en las capacidades nombradas inmediatamente atrás.

El transporte de los materiales suele hacerse en las vías terrestres casi universalmente en camión. Se exceptúan los acarreos muy cortos o los muy largos; en los primeros, como se dijo, pueden utilizarse vagonetas haladas por tractor de llantas u otros elementos similares, en tanto que en los acarreos muy largos, el ferrocarril o el transporte fluvial o marítimo suelen ser más económicos.

En la explotación de los bancos es fundamental establecer una relación adecuada entre la capacidad de las máquinas removedoras y excavadoras y los elementos de transporte; sólo así podrán evitarse costosas interferencias o tiempos ociosos. Conviene que la



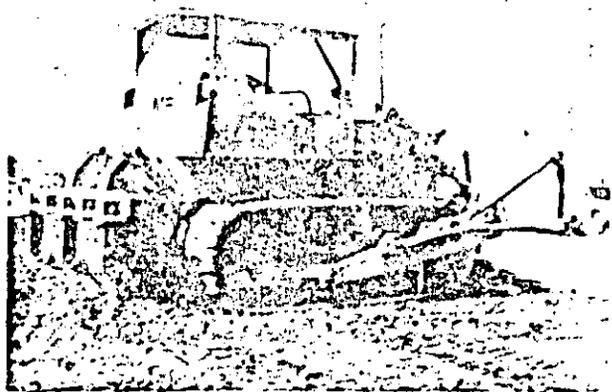
Explotación de suelos.

capacidad de la caja de los vehículos transportadores sea un múltiplo entero de la capacidad del elemento que excava o carga.

Un aspecto fundamental de la explotación de bancos de roca lo constituyen las operaciones de barrenación y uso de explosivos, que no serán tratadas en este lugar, pues constituyen toda una tecnología específica fuera del campo de acción de la Mecánica de Suelos aplicada. Obras especializadas, tales como por ejemplo la Ref. 13, podrán ser de ayuda a los ingenieros especialmente interesados en estos problemas.

Existen algunos casos especiales en la explotación de bancos que se presentan con cierta frecuencia y que ameritarían un comentario particular.

En el caso de materiales para terracerías, a veces se explotan bancos en que se presentan en un mismo frente varios estratos de materiales todos aprovechables, pero de diferente calidad. En estos casos suele convenir efectuar la explotación de manera que se produzca la máxima mezcla posible de las distintas calidades, para llegar a un producto final lo más



Tractor equipado con arado para fragmentación de materiales terrosos y rocas alteradas.



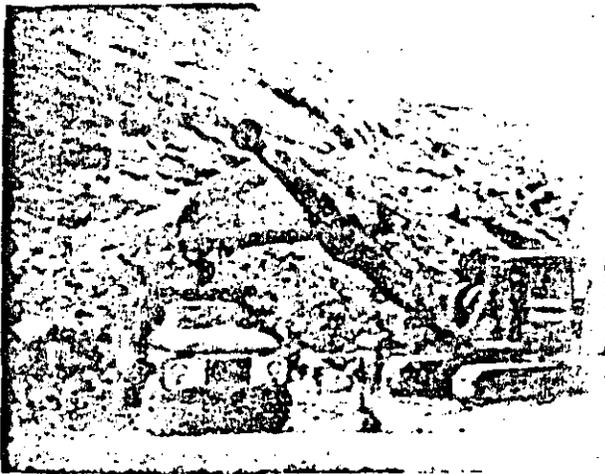
Figura XII-11. Croquis de una vagoneta para transporte de material.



Halado de escarpa con tractor.

homogéneo posible. De otra manera se tendrán aleatoriamente situados en el cuerpo de la terracería capas de diferente comportamiento, lo cual nunca es conveniente.

En algunas zonas cársticas, de las que la Península de Yucatán es un buen ejemplo, existen grandes planicies en que los materiales aprovechables para terracerías (materiales más o menos finos de origen calizo, denominados sascab en el caso particular de Yucatán al que se ha hecho referencia) están situados bajo una costra de roca caliza, de espesor comprendido entre uno y uno y medio metros. Para poder extraer el material subyacente, ha de romperse la costra que lo protege, lo que exige barrenación y explosivos. En estas zonas no es posible pensar en préstamos laterales y convendrá siempre recurrir a préstamos de banco, en los que rompiendo el área superficial mínima pueda obtenerse el máximo volumen del material, profundizando la excavación; lo anterior, a causa de lo cara que suele resultar la operación con explosivos. En estas zonas planas, los terraplenes nunca son altos y el uso de la roca caliza en ellos exige una fragmentación muy importante que no suele ser económica, pues el rendimiento de los



Explotación de un banco con pala mecánica.

explosivos en esta costra de pequeño espesor es muy bajo; generalmente resulta preferible desperdiciar este material rocoso, retirándolo en grandes fragmentos.

La construcción de terraplenes ligeros, que suelen demandar los proyectos de terraplenes sobre suelos muy blandos y compresibles, suele imponer condiciones limitativas importantes en el uso de bancos de materiales y largas distancias de acarreo. El tezontle, espuma porosa de basalto, es un material muy utilizado en México para estos fines y en relación al cual hay, correspondientemente, bastante experiencia y mucha confianza. Los bancos de tezontle suelen presentar el problema de estar contaminados por frentes de basalto sano, de alto peso volumétrico, que, por lo tanto, deberán ser cuidadosamente evitados. En otras ocasiones aparecen mezclados en el tezontle grandes fragmentos de basalto, que han de ser removidos. Otras veces, los bancos de tezontle se presentan en frentes muy altos y son atacados por arriba, por razones de seguridad; como consecuencia, el material rueda mucho antes de amontonarse en el piso y ocurre que este tratamiento produce un excesivo porcentaje de polvos, que incrementa el peso volumétrico del suelo por arriba de lo conveniente. Frecuentemente este problema se conjura con una explotación ingeniosa, produciendo rampas tendidas



Un gran banco de tezontle.

en que el material rueda poco y que, a la vez, puedan ser explotadas desde abajo sin riesgo, pero frecuentemente también, esta situación obliga al cribado del material.

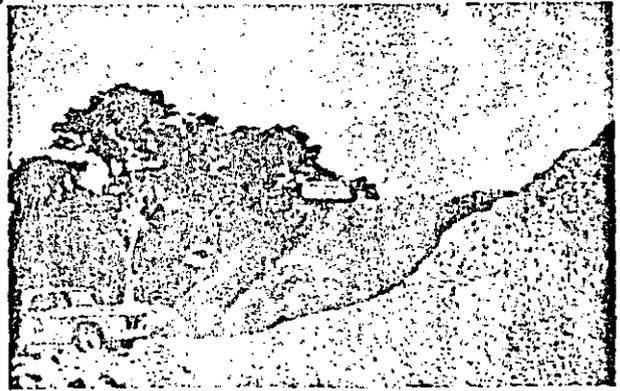
En muchas llanuras costeras, en zonas pantanosas o en antiguas cuencas lacustres es común que no se encuentre superficialmente materiales de calidad apropiada para terracerías y, menos aún, para pavimentos. Ya se mencionó que en estos casos conviene localizar elevaciones y otros en que la probabilidad de encontrar materiales de mayor calidad será mucho mayor, pero si estos accidentes no existen ha de recurrirse a la explotación de materiales en elevaciones mínimas o en terrazas y ocurre que usualmente los suelos están demasiado húmedos, lo que no sólo impide su utilización inmediata, sino también la operación del equipo de explotación. En circunstancias como ésta, se ha encontrado útil abrir en cada banco varios frentes de ataque, extrayendo de cada uno capas de no más de 50 cm de espesor y procediendo alternadamente en los diversos frentes. Al dejar un frente sin ser atacado durante varios días, se logra que se seque por evaporación superficial y quede en condiciones de que se le extraiga una nueva capa.

En zonas lluviosas en que se trabaje por el método del préstamo lateral, se ha encontrado ventajoso iniciar la excavación en la parte más alejada del camino, a fin de que no se produzcan lugares de tránsito imposible en puntos intermedios del recorrido de acarreo.

En ocasiones, cuando se explotan bancos de suelos muy finos, resulta conveniente programar las operaciones de excavación de manera tal, que sea posible agregarles en el banco el agua necesaria para su compactación posterior en el terraplén. Como se sabe, los suelos muy finos, del tipo de las arcillas muy plásticas, poseen una baja permeabilidad y, por lo tanto, la incorporación de agua requiere de un tiempo considerable, siendo prácticamente imposible lograrla en el terraplén. Así, en algunos casos se ha encontrado satisfactorio inundar una cierta parte del banco o bien remover el material y apilarlo por capas delgadas a las que se les agrega el agua por el método de aspersión; transcurrido el tiempo necesario para la incorporación del agua, se carga el material y se transporta al sitio en que ha de ser utilizado, debiendo ser compactado de inmediato para evitar la pérdida de agua por evaporación.

Un caso similar al anterior se presenta cuando el material muy fino de un determinado banco contiene una cantidad apropiada de agua para su compactación. En este caso, deberán programarse las operaciones de manera que no se pierda dicha agua, ni en el banco, ni en el terraplén. Ha ocurrido que en un caso como el comentado anteriormente, una mala programación de los trabajos permitió, una vez abierto el banco y tendido el material en el terraplén, su secado durante un considerable lapso, habiéndose formado terrones muy duros, a tal grado difíciles de dis-

23



Almacenamiento de materiales para pavimento.

gregar y humedecer, que fue preferible desechar todo este material.

Los bancos localizados en depósitos fluviales deberán ser atacados en la época en que el río conserva los niveles más bajos, pues se corre el riesgo de que su explotación se vea imposibilitada durante las grandes avenidas, interrumpiendo el avance de toda la obra. Asimismo, un inconveniente adicional se encuentra en la contaminación que pueden sufrir los materiales por los suelos finos en suspensión que arrastran los ríos durante sus crecientes.

Algunos materiales, como los de composición calcárea, debido a su poca dureza, sufren una degradación importante en las manipulaciones necesarias para su carga, transporte, etcétera, por lo que, en estos casos, deberán evitarse todas las manipulaciones como almacenamientos provisionales o traslados de un depósito a otro, etcétera.

Durante la explotación de bancos de roca, en la que el estrato aprovechable se encuentra cubriendo otro de características inadecuadas, por ejemplo, una corriente de lava sobre una capa de arcilla, deberá atacarse el banco de manera que siempre se tenga sobre el piso constituido por el material inadecuado, una capa de por lo menos 30 a 50 cm de rezaga del propio banco, para evitar posibles contaminaciones.

Por último, se encuentra conveniente un comentario sobre el manejo de materiales almacenados para su posterior utilización. Todos los materiales constituidos por partículas de diferentes tamaños, tienden siempre a segregarse cuando se les coloca en un depósito, dejándolos caer desde la parte alta sobre el talud del mismo. Para corregir dicha segregación, al cargar nuevamente el material deberá tomarse éste desde la parte baja, mezclando así todos los tamaños que presenta el frente completo del depósito y nunca mediante capas horizontales tomadas de la parte superior del depósito.

XII-6 ALTERACION DE ROCAS E IDENTIFICACION DEL GRADO DE ALTERACION

Tiene interés analizar, aunque sea someramente,

TABLA XII-6

Naturaleza de los problemas por la alteración de rocas en la Ingeniería Civil (Ref. 14)

Utilización de la roca	Problemas de seguridad			Problemas de estética
	Estabilidad	Permeabilidad	Características de superficie	
La roca como material de banco	X	X	X	X
La roca in situ	Cimentaciones	X	X	—
	Cortes	X	X	—
	Túneles	X	X	X

el problema de la alteración de las rocas, sobre todo con vistas a identificar el grado de alteración que puedan exhibir en un momento dado y a saber si una cierta roca se alterará apreciablemente en el periodo de vida útil de la obra. Esta degeneración podrá afectar directamente la estabilidad de una masa y, desde este punto de vista, el problema afectará sobre todo a la estabilidad de taludes y, en menor grado, a la técnica de cimentaciones; pero también puede ser preciso analizar el problema en materiales provenientes de bancos, pues la alteración rápida puede producir cambios de importancia en la permeabilidad de la masa, lo que preocupará sólo a los constructores de presas y más raramente a los de vías terrestres y también en las características de resistencia, deformabilidad y en la propia permeabilidad de materiales de pavimentos o balasto, lo cual sí constituye una preocupación específica de los ingenieros de vías terrestres.

La tabla XII-6, procedente de la Ref. 14, que, por otra parte sirve como glosario básico de los comentarios incluidos en este párrafo, sitúa al problema de la alteración de las rocas en el campo general de la ingeniería, distinguiendo a los materiales que se extraen de bancos para ser usados en la construcción, de los que ejercerán su función estructural permaneciendo en el lugar.

Deberá entenderse por alteración de la roca toda modificación que ésta sufra, la cual pueda tener interés para el ingeniero civil. La meteorización es un caso particular de la alteración, cuando las modificaciones son causadas por los agentes atmosféricos; el concepto se distingue de la erosión, porque este último implica disgregación y pérdida del material, de manera que según esta concepción del problema (Ref. 14), la erosión es, hasta cierto punto, un caso particular de la meteorización y ésta lo es de la alteración.

La tabla XII-7 (Ref. 14) sitúa la alteración en un marco concreto, distinguiendo sus agentes y los efectos específicos de éstos.

La tabla XII-8, procedente de la misma Ref. 14 relaciona las distintas sollicitaciones que actúan sobre las obras de la ingeniería civil, con los efectos finales

TABLA XII-7

Agentes de la alteración y sus efectos (Ref. 14)

Procesos	Agentes	Efectos
Meteorización	Atmosféricos	Cambios en la resistencia, la deformabilidad, la permeabilidad, el color, la textura, etc.
Desgaste	Erosión Otros	Atmosféricos Otros
		Cambios en la geometría superficial

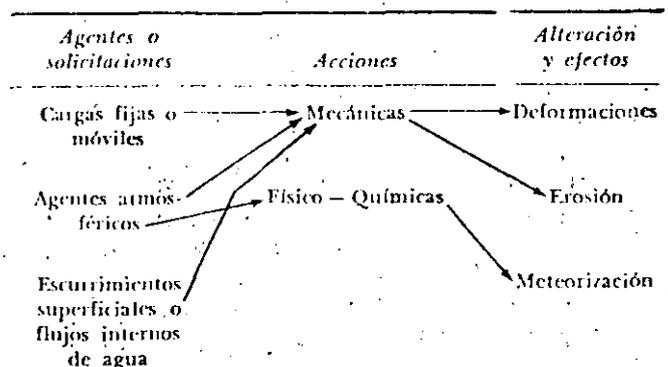
que producen, indicando el medio a través del que las diferentes sollicitaciones actúan.

La alteración de las rocas tanto puede empeorar como mejorar sus características desde el punto de vista de la ingeniería civil, pero naturalmente el interés del técnico está sobre todo centrado en los casos en que la alteración lo perjudica. De un modo general esta alteración tiene como límite la destrucción total de los nexos interparticulares y mineralógicos de la roca y su transformación en suelo. En lo anterior, se entienden por nexos interparticulares y mineralógicos de las rocas, los que no se modifican si éstas absorben agua (Ref. 15).

Los mecanismos de la alteración son esencialmente la disgregación, por fisuración o por pérdida de

TABLA XII-8

Mecanismos que producen alteración (Ref. 14)



nexos mineralógicos y la disolución, por erosión interna. Como consecuencia de estos mecanismos, la roca pierde peso y aumenta su porosidad y, por lo tanto, su capacidad de absorber agua y de expandirse como consecuencia de tal absorción. La pérdida de peso ocurre sólo por pérdida de material, en tanto que la absorción de agua es influenciada tanto por la pérdida de material, como por la disgregación. La expansión durante la absorción sólo es influenciada por la disgregación y, por ello, se utiliza como indicador específico de ese mecanismo de la alteración.

La absorción de agua que muestre una probeta de roca puede, por lo tanto, servir como índice del grado de alteración, si no se pretende conocer el mecanismo específico de esa alteración. Si se desea poner en evidencia el efecto específico de la disgregación deberá recurrirse a pruebas en que se analice tanto la absorción, como la expansión de la probeta al tomar agua. Si se desea conocer la influencia de la pérdida de material en la alteración, deberá investigarse en el laboratorio tanto la absorción de agua, como los cambios en el peso. Finalmente, si se pretende una investigación completa de los mecanismos de la alteración en un caso dado, deberán investigarse en el laboratorio tanto la absorción de agua, como la expansión de la probeta y los cambios de su peso (Refs. 14, 16 y 17).

Además de estos índices primarios de la alteración, habrá todo un conjunto de índices secundarios tales como los cambios en densidad, en resistencia o en permeabilidad, todos los cuales se ven afectados por la alteración.

La Fig. VI-17 del Volumen 1 de este libro puede servir para relacionar las características de resistencia de una roca, en este caso granito, con su comportamiento de absorción de agua en el laboratorio. Dado que las pruebas de absorción vienen utilizándose desde hace mucho tiempo, puede decirse que hay ya una experiencia acumulada bastante útil para correlacionar los dos efectos. Las medidas de expansión de muestras de roca se han realizado mucho menos, de manera que existe, correspondientemente, mucha mayor dificultad para establecer correlaciones experimentales confiables. La Fig. XII-12 proporciona resultados típicos de los que pueden obtenerse con pruebas de esta naturaleza. La prueba se realiza con inmersión total de una probeta cilíndrica, a cuya cabeza se ha conectado un extensómetro.

La Ref. 18 presenta algunas técnicas interesantes para desarrollar pruebas que permitan medir la porosidad y la permeabilidad al agua y al aire, que han servido de norma de partida a muchas técnicas de laboratorio.

Es probable que las propiedades de las rocas alteradas que determinan su utilización en las obras de la ingeniería, tales como su resistencia, su deformabilidad o su permeabilidad, constituyen índices más deseables del grado de alteración que otras propiedades, como la absorción de agua, cuyo sentido ingenieril estricto es mucho más difícil de establecer y que exige de correlaciones experimentales siempre subjetivas e inseguras. Sin embargo, es mucho lo que falta por investigar y estandarizar en estos terrenos.

La alterabilidad de una roca puede definirse como

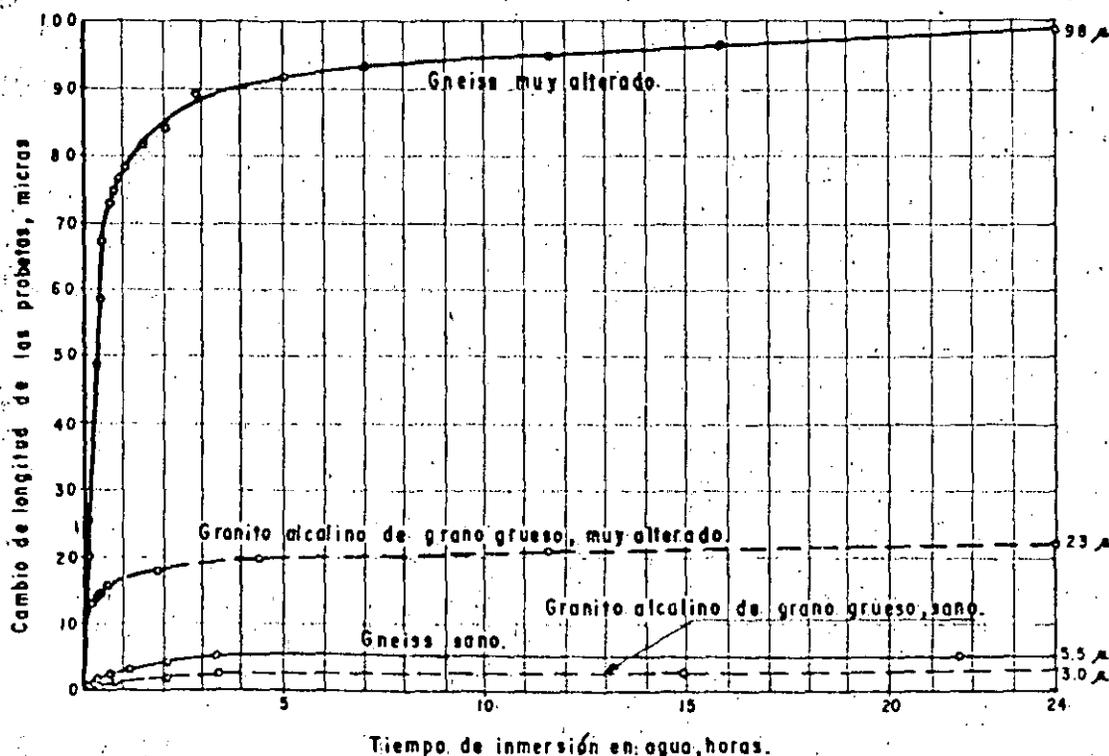


Figura XII-12. Resultados típicos en pruebas de expansión en muestras de roca (Ref. 14).

la velocidad con que evolucionan en ella los procesos de alteración. El conocimiento de esta propiedad es fundamental para extraer criterios sobre el efecto que la alteración de la roca podrá tener dentro de la vida útil de una obra dada.

La alterabilidad no es constante con el tiempo para una roca dada en unas condiciones dadas, puesto que no lo son los factores que pueden influir en ella y que han sido analizados más atrás. A la fecha no es posible seguir una técnica analítica o de laboratorio que permita establecer cuál va a ser la alterabilidad de una roca en un caso específico, pero para llegar al establecimiento de ciertas normas de criterio aproximadas al respecto, parece conveniente seguir la siguiente línea de reflexión (Ref. 14):

- Establecer las condiciones de alteración a las que la roca va a estar sujeta.
- Seleccionar entre los agentes de alteración aquel que sea más significativo en el caso estudiado y definir el estado de alteración inicial de la roca, en relación con ese parámetro y el estado final, en el sentido del que habría de alcanzarse para que la alteración de la roca representara un peligro decisivo para la función estructural.
- Someter una muestra de la roca a un proceso de alteración que sea representativo del que se tendrá en la obra, tratando de establecer la alterabilidad del material en relación a ese proceso. Si se logra llegar a una idea de este concepto podrá de él deducirse el tiempo que tardará en alterarse la roca en la obra en cuestión.

La línea de reflexión anterior tiene tres dificultades principales. La primera estriba en conocer las condiciones de alteración de la roca en el momento en que la obra inicia su función. La segunda estriba en establecer en el laboratorio una prueba que reproduzca las condiciones a que estará expuesta la roca en el futuro; estas pruebas, aunque puedan concebirse en forma razonable, exigen un tiempo de ejecución muy largo. La tercera dificultad estriba en especificar con cierta precisión cuál será el grado de alteración futuro que comprometa el funcionamiento de la obra.

El conjunto de estas dificultades ha tratado de combatirse con el uso de pruebas de intemperismo y envejecimiento acelerados; con comparaciones experimentales respecto al comportamiento ya conocido de rocas similares con grados de alteración parecidos, que hayan sido utilizados en otras obras; con la identificación de bancos que hayan servido para construir obras de comportamiento estudiado, con fines de establecer comparación entre los grados de alteración del material en cantera y en obra, tras años de uso, todo ello para tratar de fundamentar correlaciones con el comportamiento de materiales parecidos que

ahora vayan a ser usados por primera vez; finalmente, será imprescindible para el técnico que aspire a resolver estos problemas en forma razonable, no desaprovechar ninguna ocasión de observar el comportamiento de masas de roca alterada y de obras hechas con ella, a fin de ir calibrando una experiencia personal sobre lo que significan los distintos grados de alteración en las diferentes rocas.

Muchas veces, de todos los estudios y análisis de laboratorios, lo más que puede concluirse es un razonamiento como el siguiente:

Si una roca A ha tenido un buen comportamiento en una obra y si una roca B va a usarse en otra obra de condiciones similares, si la alterabilidad de B parece ser menor que la de A, podrá recomendarse la utilización de B para los fines que se pretenden.

ANEXO XII-a

PRUEBA DEL EQUIVALENTE DE ARENA

XII-a.1 OBJETO

Se pretende que esta prueba sirva como una prueba rápida de campo para investigar la presencia o ausencia de materiales finos o de apariencia arcillosa, que sean perjudiciales para los suelos y para los agregados pétreos.

XII-a.2 APARATOS

Para la realización de la prueba se requiere el siguiente equipo:

a) Un cilindro transparente, graduado para medir volúmenes, con diámetro interior de 3.18 cm (1¼ plg) y altura aproximada de 43 cm (17 plg), con graduaciones en décimos de centímetro a partir del fondo hasta 38.1 cm (15 plg) de altura.

b) Un tubo irrigador hecho con tubería de cobre o de latón, con diámetro exterior de 0.64 cm (¼ plg). Uno de los extremos del tubo estará cerrado formando una punta en forma de cuña. Cerca de la punta, a través del lado de la cuña, se harán dos perforaciones laterales (con broca Nº 60).

c) Una botella con capacidad de 3.8 ls (un galón), con equipo de sifón, consistiendo en un tapón con dos orificios y un tubo doblado de cobre. La botella se colocará 91.8 cm (3 pies) arriba de la mesa de trabajo.

d) Un tramo de manguera de hule de 0.48 cm (3/16 plg); con una pinza para poder obturarla. Esta tubería se usará para conectar el irrigador con el sifón.

e) Un pisón tarado, consistente en una varilla metálica de 45.8 cm (18 plg) de longitud con un pie cónico de 2.5 cm (1 plg) de diámetro, en su extremo

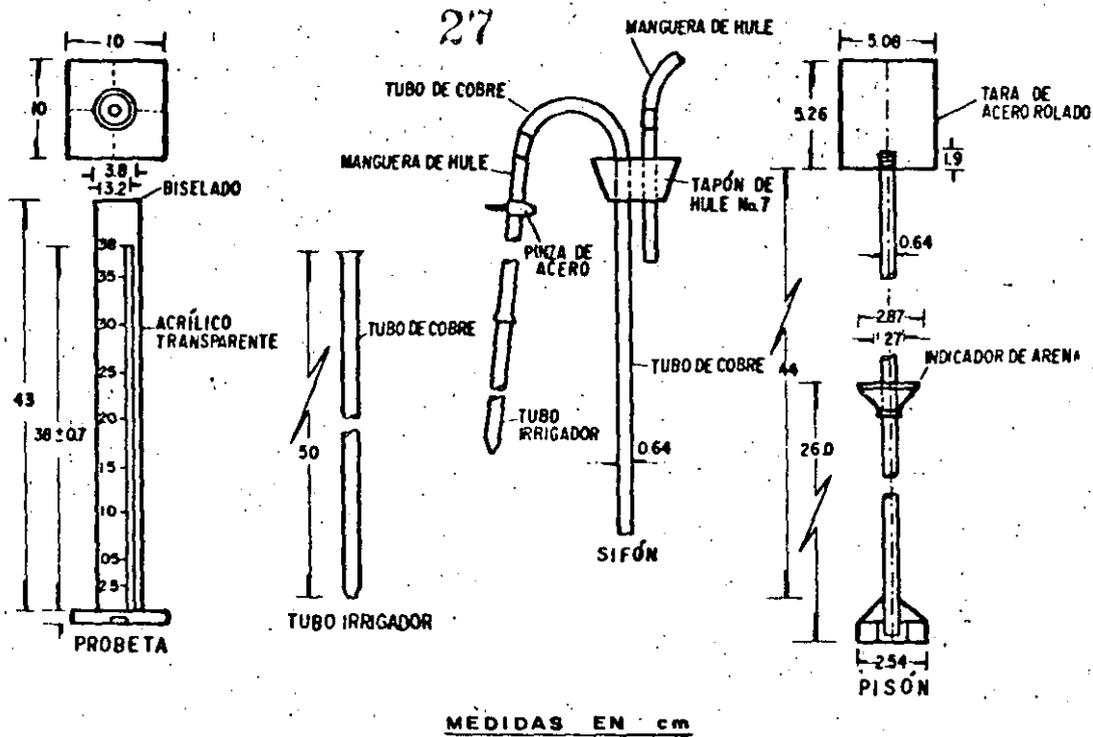


Figura XII-a.1. Equipo para la prueba de equivalente de arena.

inferior. Este pie estará provisto de tres pequeños tornillos para centrarlo holgadamente dentro del cilindro. Una tapa que ajuste a la parte superior del cilindro y permita pasar por el centro holgadamente a la varilla, sirve para centrar la parte superior de la varilla respecto al cilindro. En el extremo superior de la varilla llevará adaptado un lastre para obtener un peso total del dispositivo igual a 1 kg.

f) Una cápsula, con capacidad de 88 ml (3 onzas).

g) Un embudo de boca ancha para depositar la muestra dentro del cilindro.

h) Reserva de solución consistente de:

Cloruro de calcio anhidro	454 g
Glicerina USP	2,050 g
Formaldehido. (solución volumétrica a 40)	47 g

Disuélvase el cloruro de calcio en 1.89 lt (medio galón) de agua.

Disuélvase el cloruro de calcio en medio galón de agua.

Enfríese y fíltrese la solución a través de papel filtro Whatman N° 12 o su equivalente. A la solución filtrada, agréguese la glicerina, y el formaldehido; mézclase bien el total y dilúyase hasta un galón. El agua puede ser destilada o potable.

i) Solución de trabajo.

Dilúyase en 3.8 lt (1 galón) de agua potable, 88 ml de la solución de reserva. La marca de 11.2 cm (4.4 plg), en el cilindro graduado, corresponde a los 88 ml requeridos. Cuando se dude respecto a la calidad de una determinada agua, ésta puede probarse comparando los resultados del valor equivalente de

arena, obtenidos de muestras idénticas, usando soluciones hechas con el agua dudosa y por otra parte con agua destilada.

XII-a.3 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

La prueba se realizará siguiendo los siguientes pasos:

a) El material para la prueba deberá ser la porción de la muestra que pase la malla N° 4. Por lo tanto, si la muestra contiene partículas gruesas de roca, debe tamizarse por la malla N° 4, disgregando los terrones de material más fino. Si la muestra original no está húmeda, deberá humedecerse con agua antes de tamizarse. Si el agregado grueso lleva un recubrimiento que no se desprende en la operación de tamizado, séquese el agregado grueso y frótese entre las manos, añadiendo al material fino el polvo resultante.

b) Iniciese el funcionamiento del sifón soplando dentro de la botella por la parte superior a través de un pequeño tubo, estando abierta la pinza. Hecho esto, el aparato quedará listo para usarse.

c) Por medio del sifón introdúzcase la solución de trabajo dentro del cilindro hasta una altura de 10 cm (4 plg).

d) Vacíese dentro del cilindro el contenido de una cápsula llena de la muestra preparada del suelo. La cápsula llena contiene aproximadamente 110 grs de material suelto (como promedio). Golpéese firmemente varias veces el fondo del cilindro contra la palma de la mano, para hacer que salga cualquier

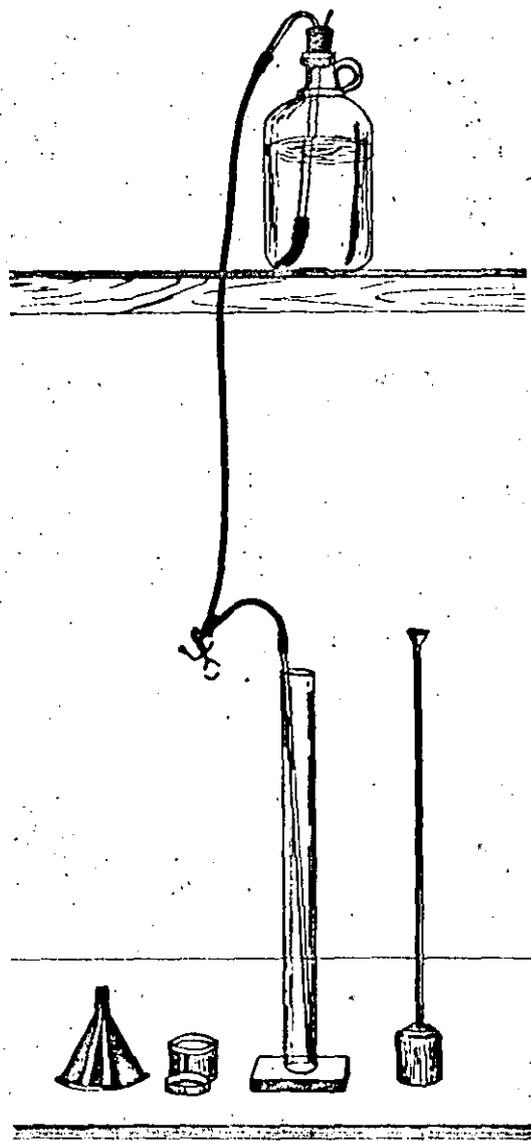


Figura XII-a.2. Vista de conjunto.

burbuja de aire, así como para acelerar la saturación de la muestra. Déjese reposar la mezcla por espacio de 10 minutos.

e) Transcurridos los diez minutos, tápese con un tapón cilindro y agítese vigorosamente, longitudinalmente, de un lado a otro, manteniéndolo en posición horizontal. Háganse 90 ciclos en aproximadamente 30 segundos, con una carrera aproximada de 20.5 cm (8 plg). Un ciclo consiste en un movimiento completo de oscilación. Para agitar satisfactoriamente la muestra a esta frecuencia, será necesario que el operador agite solamente con los antebrazos, relajando el cuerpo y los hombros.

f) Quítese el tapón e insértese el tubo del irrigador. Enjuáguese los lados hacia abajo y después insértese el tubo hasta el fondo del cilindro. Sepárese el material arcilloso del arenoso, suspendiéndolo en la solución mediante un movimiento suave de picado con el tubo irrigador y simultáneamente girando lentamente el cilindro. Cuando el nivel del líquido lle-

gue a 38.1 cm (15 plg), súbase lentamente el tubo del irrigador sin cortar el chorro, de manera que el nivel del líquido se mantenga aproximadamente en 38.1 cm (15 plg) mientras esté sacándose el tubo. Regúlese el chorro precisamente antes de que el tubo esté completamente fuera y ajústese el nivel final a 38.1 cm (15 plg). Déjese el cilindro en reposo absoluto durante exactamente 20 minutos. Cualquier vibración o movimiento del cilindro durante este tiempo, alterará el asentamiento normal de la arcilla en suspensión, provocando resultados erróneos.

g) Transcurrido el periodo de 20 minutos, anótese el nivel superior de la arcilla en suspensión; hágase la lectura con aproximación de 0.2 cm (0.1 plg).

h) Introdúzcase lentamente el pisón tarado dentro del cilindro, hasta que éste descanse sobre la arena. Gírese la varilla ligeramente, sin empujarla hacia abajo, hasta que pueda verse uno de los tornillos empleados para centrar. Anótese el nivel correspondiente al centro del tornillo (Fig. C, a la derecha).

XII-a.4 CALCULOS

Calcúlese el equivalente de arena usando la siguiente fórmula:

$$\text{Equivalente de arena} = \frac{\text{Lectura en el nivel superior de la arena}}{\text{Lectura en el nivel superior de la arcilla}} \times 100 \quad (12-1)$$

Si el valor del equivalente de arena es menor que el valor especificado, ejecútense dos pruebas adicionales con el mismo material y tómese el promedio de las tres, como el valor del equivalente de arena.

XII-a.5 PROCEDIMIENTO PARA DESMONTAR EL APARATO

Para vaciar el cilindro, tápese y agítese hacia arriba y hacia abajo, en posición invertida, hasta desintegrar el tapón de arena; vacíese inmediatamente. Lávese dos veces con agua. No se expongan los cilindros de plástico, a la luz directa del sol, más tiempo del necesario.

REFERENCIAS

1. Sowers, G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. (Trad. por J. Menéndez, M.). Capítulo 5. Edit. Limusa, México, D. F., 1972.
2. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Apéndice. Edit. Limusa, México, D. F., 1972.
3. Hvorslev, M. J. *Subsurface Exploration and Sampling of*

- Soil for Civil Engineering Purposes*. Waterway Experiment Station. Vicksburg, Miss., 1949.
4. California Division of Highways. *Materials Manual*. Vol. I. Sand Equivalent Test 217-E. Sacramento, Calif., 1963.
 5. AASHTO. *Standard Method for Sand Equivalent Test*. Designación: T-176-65. Washington, D. C., 1965.
 6. Hveem, F. N. *Sand Equivalent Test*. Materials and Research Department. California Division of Highways. Sacramento, Calif., 1952.
 7. Hveem, F. N. *Degradation of Aggregates*. 44th Annual Meeting of the American Association of State Highway Officials. San Francisco, Calif., 1958.
 8. Hveem, F. N. *Sand Equivalent Test for Control of Materials During Construction*. Proc. 32 Annual Meeting of the HRB. Washington, D. C., 1953.
 9. Comisión Federal de Electricidad. *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Tomo I. Sección C. México, D. F., 1969.
 10. Sowers, G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. (Trad.: J. Menéndez). Capítulo 2. Edit. Limusa. México, D. F., 1972.
 11. Krynine, D. P. y Judd, W. R. *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*. Capítulo 3. McGraw Hill Book Co., Inc. 1957.
 12. Nichols, H. I. *Moving the Earth*. Cap. 13. D. Van Nostrand Co., Inc. 1955.
 13. Langefors, U. y Kihlström, B. *The Modern Techniques of Rock Blasting*. Almqvist y Wiksell. Gebers Förlag AB. Estocolmo, 1963. (Existe traducción por J. J. Huidobro, J. Tornos y J. Arrospeide. Edic. Urno. Bilbao, 1971.)
 14. Nascimento, U. *O Problema da Alterabilidade das Rochas em Engenharia Civil*. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil. Publicación Nº 363. Lisboa, 1970.
 15. Nascimento, U., Bianco, F. y Castro, E. *Identification of Petrification in Soils*. VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Montreal, 1965.
 16. Knight, R. G. *Road Aggregates*. Edward Arnold Co. Londres, 1948.
 17. Woods, K. B. *Highway Engineering Handbook*. The McGraw Hill Book Co. 1960.
 18. Ferran, I. y Thenoz, B. *L'alterabilité des Roches, ses Facteurs, sa Prévision*. Annales de L'Institute Tech. et des Trav. Pub. Nº 215. Serie 78. Toulouse, 1965.



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

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

INSTRUMENTACION DE CAMPO

Apuntes de libro: "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres
Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas" Vol. 2

Autores: Ing. Alfonso Rico Rodríguez e Ing. Hermilo del Castillo Mejía

O C T U B R E, 1984

Instrumentación de campo

XIII-1 INTRODUCCION

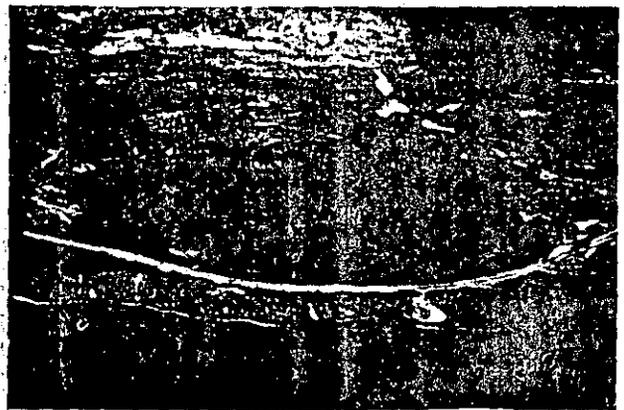
En el campo de la Mecánica de Suelos Aplicada son realmente escasos los problemas importantes en que el planteamiento y la resolución teóricos basten para obtener una solución tan satisfactoria, que deje al ingeniero libre de toda preocupación sobre el comportamiento posterior o sobre lo razonable y 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 ineludible, 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 terreas 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.

ban a casos realmente importantes, fuera de la rutina tanto por el nivel de estudios en ellos realizados, como por las consecuencias de un fracaso. De esta manera, las técnicas de observación de campo deberán dosificarse cuidadosamente en su utilización, no cayendo nunca en casos de interpretación difícil, por falta de información geotécnica general previa, ni en una excesiva multiplicación de lo que ha de observarse y medirse, pues no hay que olvidar que el riesgo más obvio de un programa de observaciones a muy largo plazo, durante la dilatada vida útil de una estructura o una importante fracción de ella, pudiera ser el abandono del programa de mediciones, riesgo tanto mayor en la práctica, cuanto mayor sea el número de obras que han de controlarse.

Independientemente de que se reconozca que las observaciones de campo contribuyen al esclarecimiento del conocimiento actual en Mecánica de Suelos y a su eventual avance, el ingeniero de vías terrestres deberá siempre justificar el costo de un programa de observaciones y mediciones en términos de las necesidades específicas del proyecto que le preocupe; lo demás, deberá considerarlo beneficio marginal.

Las mediciones de campo para verificación de comportamiento estructural se realizan haciendo uso de equipos e instrumentos cada día más diversificados. Esta característica da su nombre a la técnica de observación, que se ha denominado genéricamente Instrumentación de Campo, en el sentido de que las estructuras terreas 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 a los que se aplican estos métodos con cierta frecuencia.

En este capítulo se describirán someramente los procedimientos de instrumentación más en boga, los equipos disponibles para ejecutar el trabajo y se dis-

cutirán brevemente las principales conclusiones que es posible obtener de un programa de instrumentación y mediciones. En algunos casos se hará referencia a trabajos de instrumentación importantes que se han realizado en diversas obras viales del país, en trabajos a cargo de la Secretaría de Obras Públicas.

Como comentario final, cabe hacer uno de índole operativa. Un programa de instrumentación, sean cuales fueren sus fines, debe concebirse y establecerse dentro del marco general del proyecto, como una pieza más del conjunto; probablemente, estará inclusive interaccionado con el proyecto, en el sentido de que los resultados que vayan teniéndose del programa de mediciones en las primeras etapas de la construcción podrán servir para auspiciar cambios en el propio proyecto. Un programa de instrumentación concebido a posteriori y fuera del proyecto, nunca rinde sus frutos por completo e inclusive puede resultar inútil o imposible de realizar.

XIII-2 INSTRUMENTACION EN TERRAPLENES CONSTRUIDOS SOBRE SUELOS BLANDOS

En términos generales la instrumentación de los terraplenes que se construyen sobre terrenos blandos y compresibles persigue alguno o algunos de los siguientes objetivos:

- La medición de los asentamientos;
- La evolución de las presiones de poro bajo el terraplén, para conocer tanto la evolución del fenómeno de consolidación del terreno natural, como la del factor de seguridad.
- Los desplazamientos horizontales del terreno natural.
- Los esfuerzos verticales ejercidos por el terraplén sobre el terreno natural y su distribución con la profundidad.
- La evolución general de la resistencia del terreno natural.

A continuación se harán algunos comentarios sobre cada una de estas mediciones.

A. Mediciones de los asentamientos

A-1. Nivelaciones superficiales

El método más obvio y sencillo para conocer los asentamientos de un terraplén es el colocar una serie de puntos estables distribuidos en su superficie y nivelarlos periódicamente. Cuando el terraplén cuyos asentamientos se miden está pavimentado con asfalto o con concreto puede bastar la colocación de una serie de clavos, para señalar los puntos por nivelar; en obras cuya superficie sea de tierra podrá convenir

enterrar en el suelo un pequeño dado de concreto, en cuyo centro se haya colocado un tubo u otro indicador que sobresalga ligeramente del terreno.

El punto más delicado de las operaciones de nivelación estriba en la elección del punto de referencia fijo, que no participe para nada de los movimientos del terraplén. Muchas veces este punto ha de estar situado a distancias muy grandes del terraplén por medir, pues es frecuente que las planicies que forman los suelos blandos y compresibles sufran movimientos superficiales de importancia, por ejemplo por bombeo con fines de explotación agrícola u otras causas, de manera que la referencia fija también ha de colocarse fuera de la influencia de estos movimientos. Los cerros y elevaciones que pueda haber en las cercanías de la obra por medir pueden proporcionar buenos puntos de referencia; otras veces podrán quizá localizarse estructuras inmóviles, por ejemplo, por estar cimentadas sobre pilotes de punta que lleguen más abajo que los estratos consolidables y estén sobre apoyos realmente firmes. En otras ocasiones podrá conseguirse la referencia fija hincando un tubo a través de los suelos blandos, hasta apoyarlo en mantos rocosos o firmes; en este caso deberá tenerse la precaución de dotar al tubo hincado de una camisa de ademe exterior, que pueda absorber la fricción negativa que llegue a presentarse (Ref. 2).

Una vez establecida la referencia fija, absolutamente inmóvil, convendrá siempre fijar otra referen-

4
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.

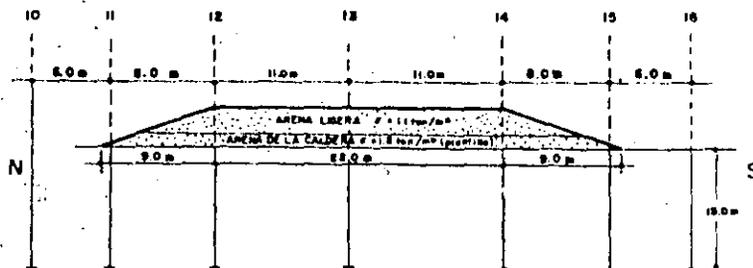
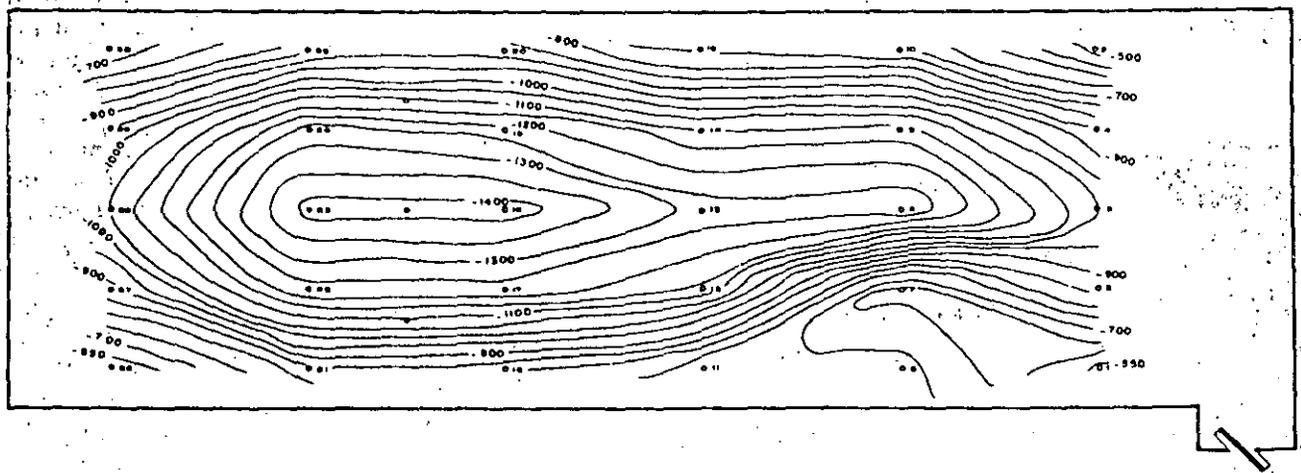


Figura XIII-1. Curvas de igual asentamiento en un terraplén sobre terreno blando. Terraplén de prueba sobre el Lago de Texcoco.

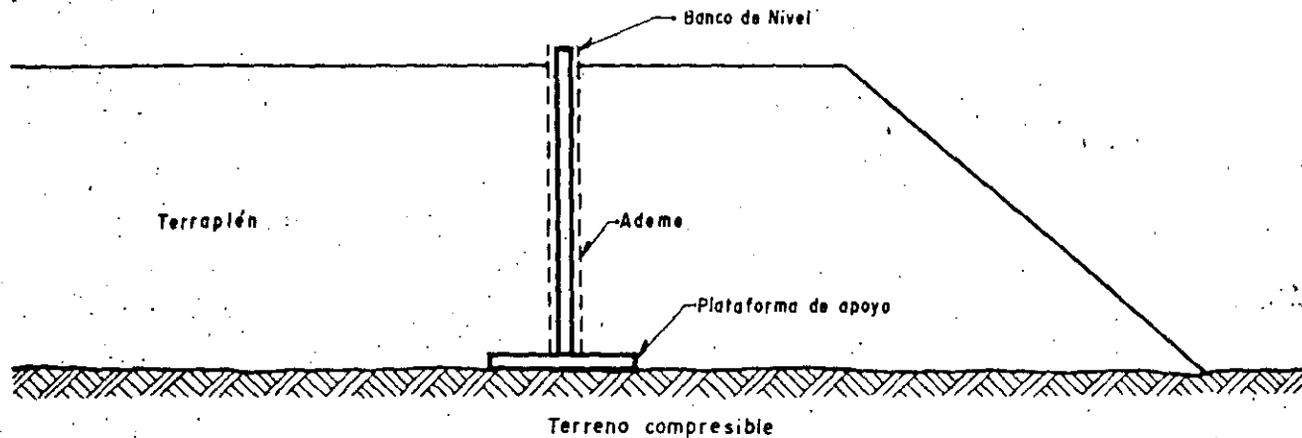


Figura XIII-2. Un banco de nivel para control de asentamientos por nivelación superficial.

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, tales como las que se muestran en la Fig. XIII-1, que corresponde a un terraplén de prueba construido por la Secretaría de Obras Públicas de México para obtener información sobre el comportamiento de una autopista en proyecto a través del Lago de Texcoco, en las cercanías de la Ciudad de México; las características de este suelo han sido presentadas en la Fig. VI-60 del volumen I de esta obra.

En el caso del terraplén de prueba mencionado, la instrumentación se planeó, como es lógico, antes de la construcción y los bancos de nivel sobre el terraplén están en realidad situados entre la base del mismo y el terreno natural, en una placa de concreto de 40×40 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 éstos movimientos en el propio terraplén y éste 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

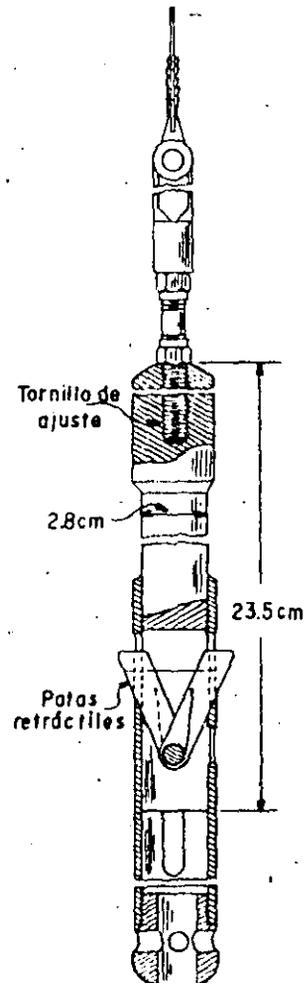


Figura XIII-3. El torpedo para medir asentamientos (Ref. 1).

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.

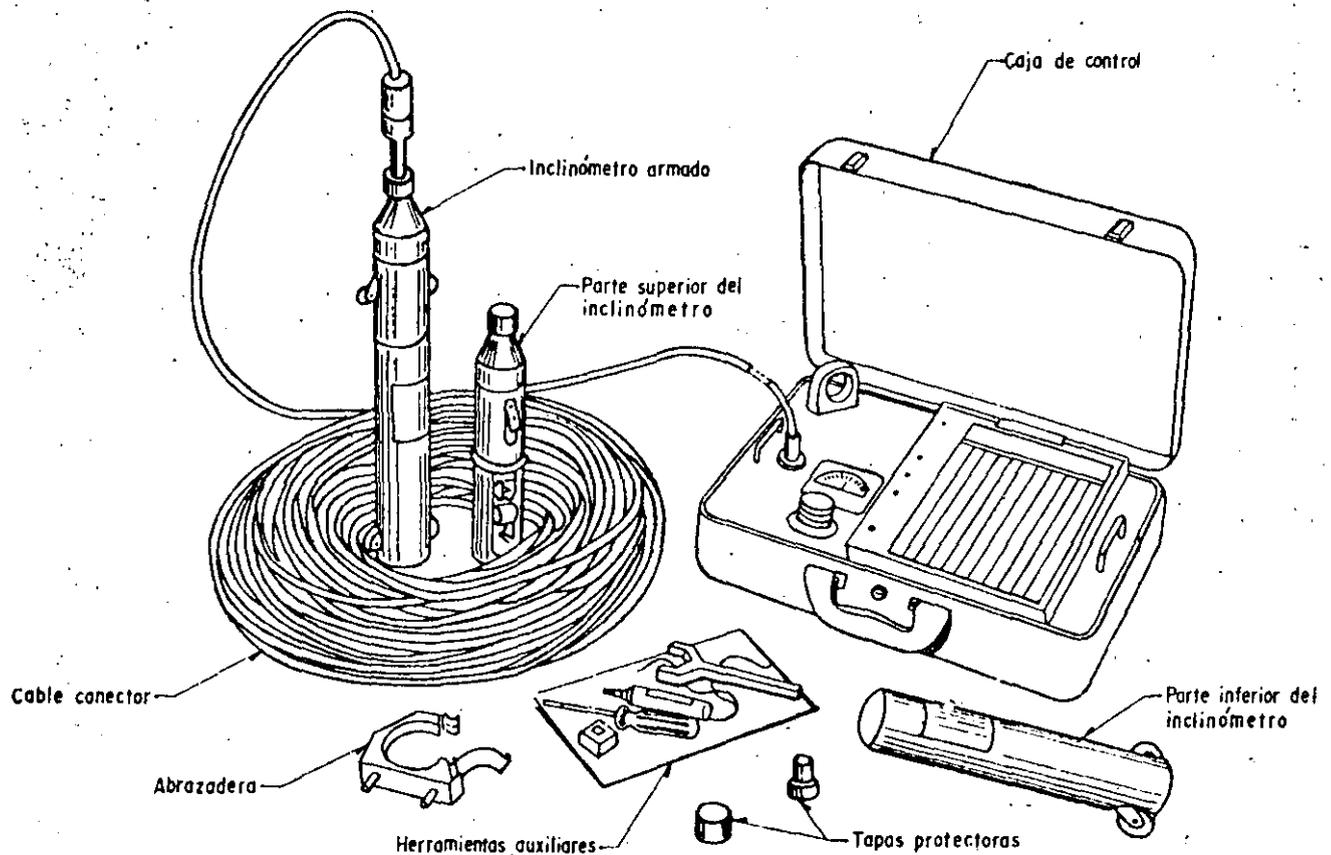


Figura XIII-5. Inclinómetro completo.

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

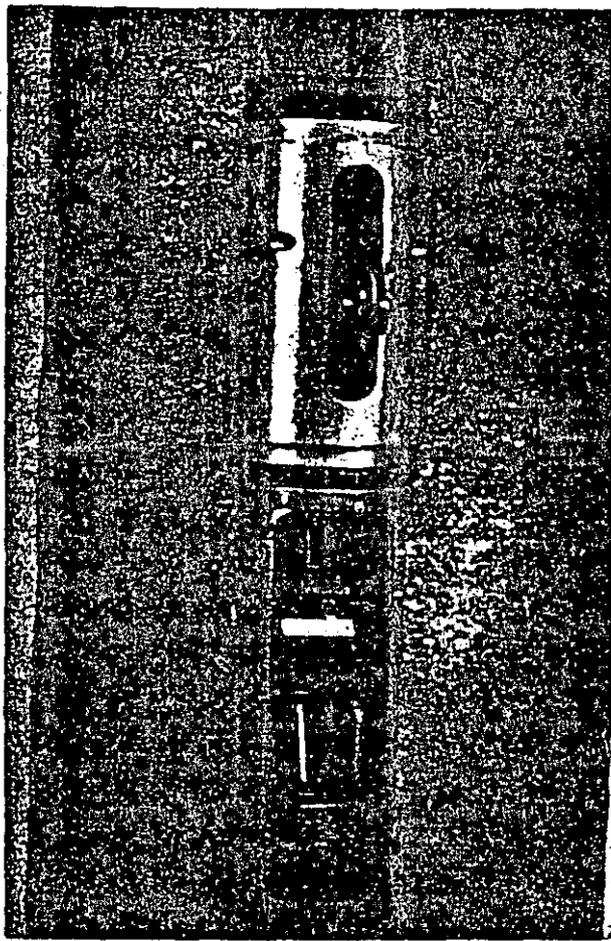
delicado en el diseño del dispositivo y algunos autores (Ver por ejemplo la Ref. 4) han señalado que el material utilizado por Wilson en sus diseños comerciales es demasiado rígido; la experiencia mexicana a este respecto es, sin embargo, satisfactoria.

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

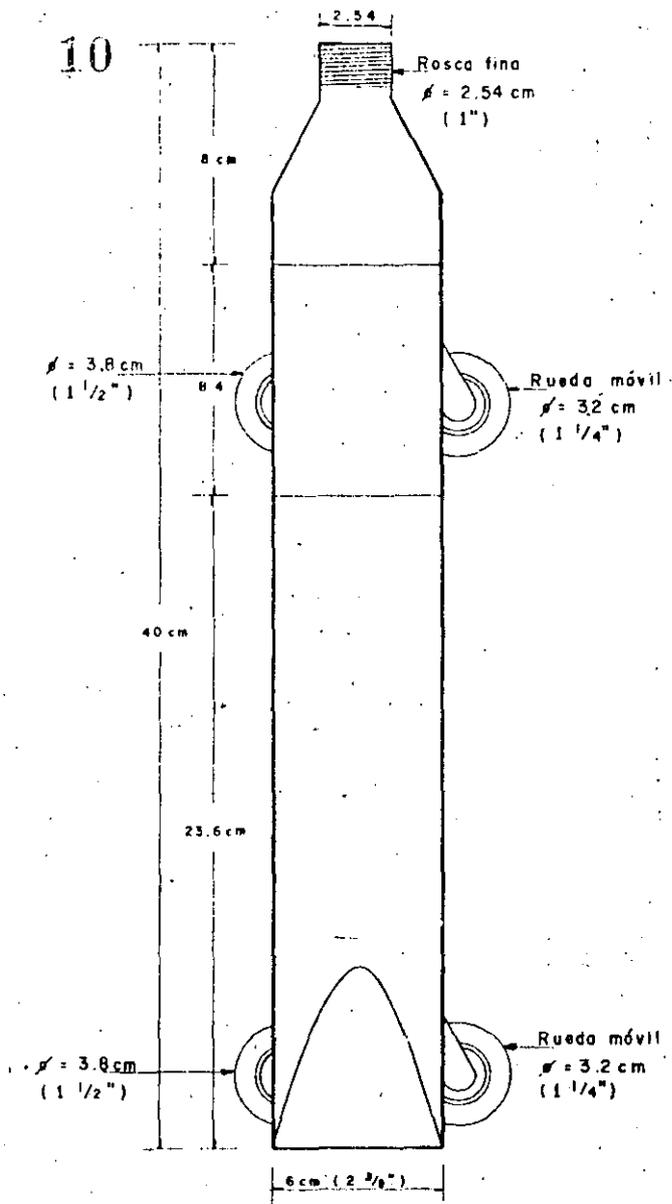


Figura XIII-6. Croquis del inclinómetro armado.

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. Estos

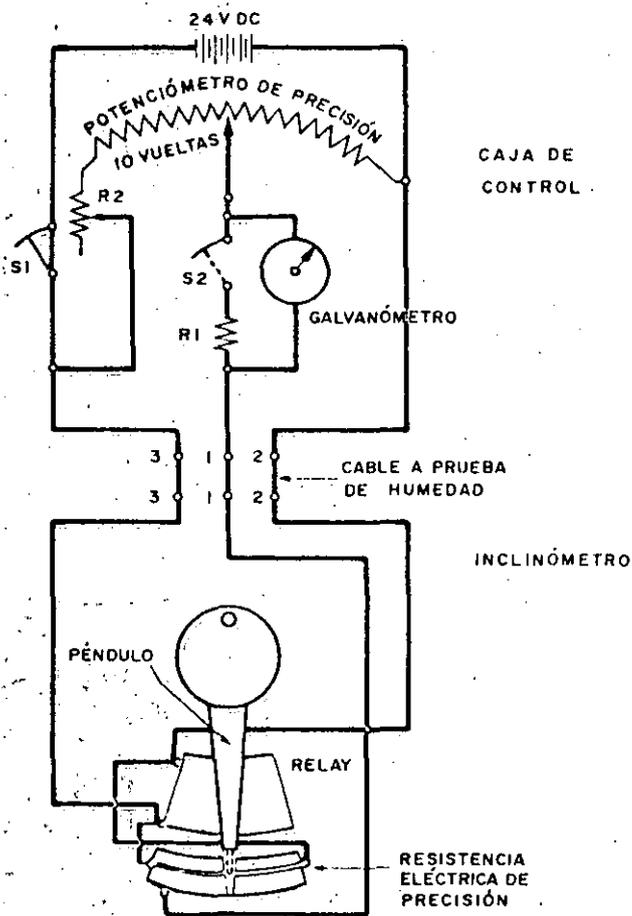


Figura XIII-7. Diagrama eléctrico del inclinómetro conectado con la caja de control.

dispositivos son pequeñas cuerdas metálicas que pueden ser excitadas por un electroimán, que las hace vibrar con una frecuencia natural determinada; si por la aplicación de una tensión se varía la longitud de la cuerda, la frecuencia de vibración cambia bajo la misma excitación. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica, cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; el circuito que contiene a la cuerda testigo, está 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 interesa 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-

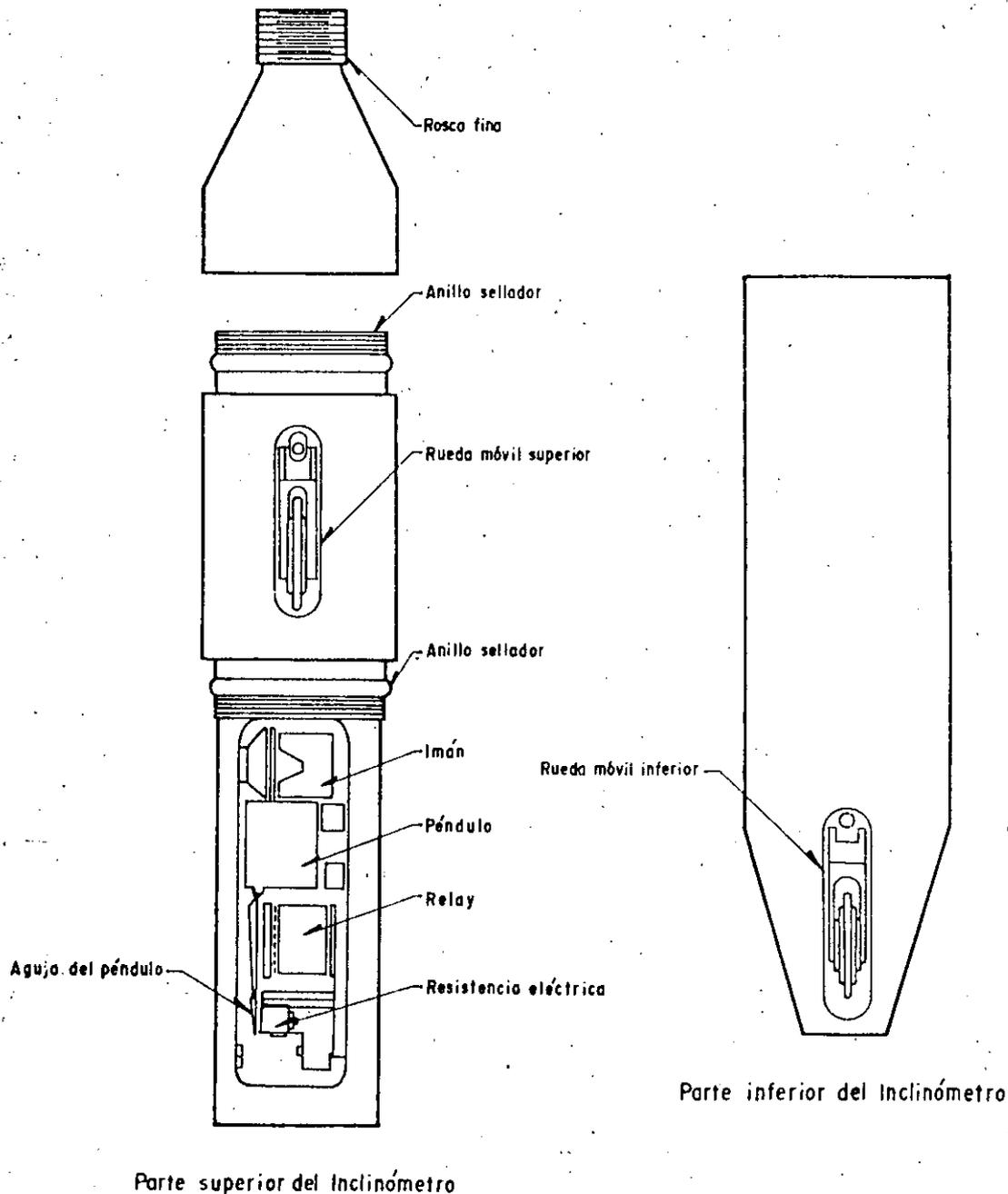


Figura XIII-8. Unidad sensible del Inclinómetro Wilson.

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 tripié adecuado. La tubería debe introducirse buscando que la orientación de las ranuras quede lo mejor posible, pero pueden hacerse pequeños ajustes una vez instalada, haciéndola rotar ligeramente dentro del pozo.

El espaciamiento de las operaciones de lectura dentro del tiempo es muy variable y depende de cada proyecto. En términos generales suele convenir usar

espaciamientos menores al principio y mayores en épocas posteriores de medición.

Debe insistirse en la necesidad de establecer, con ayuda de personal especializado un riguroso control estadístico, haciendo en cada punto por lo menos dos lecturas en cada orientación del aparato, con fines de verificación. El programa de computación que se desarrolle para el cálculo de los desplazamientos no debe admitir valores que se desvíen en más de un 5%.

B-3. Detectores de falla de cinta

En la actualidad existe la tendencia a utilizar de-

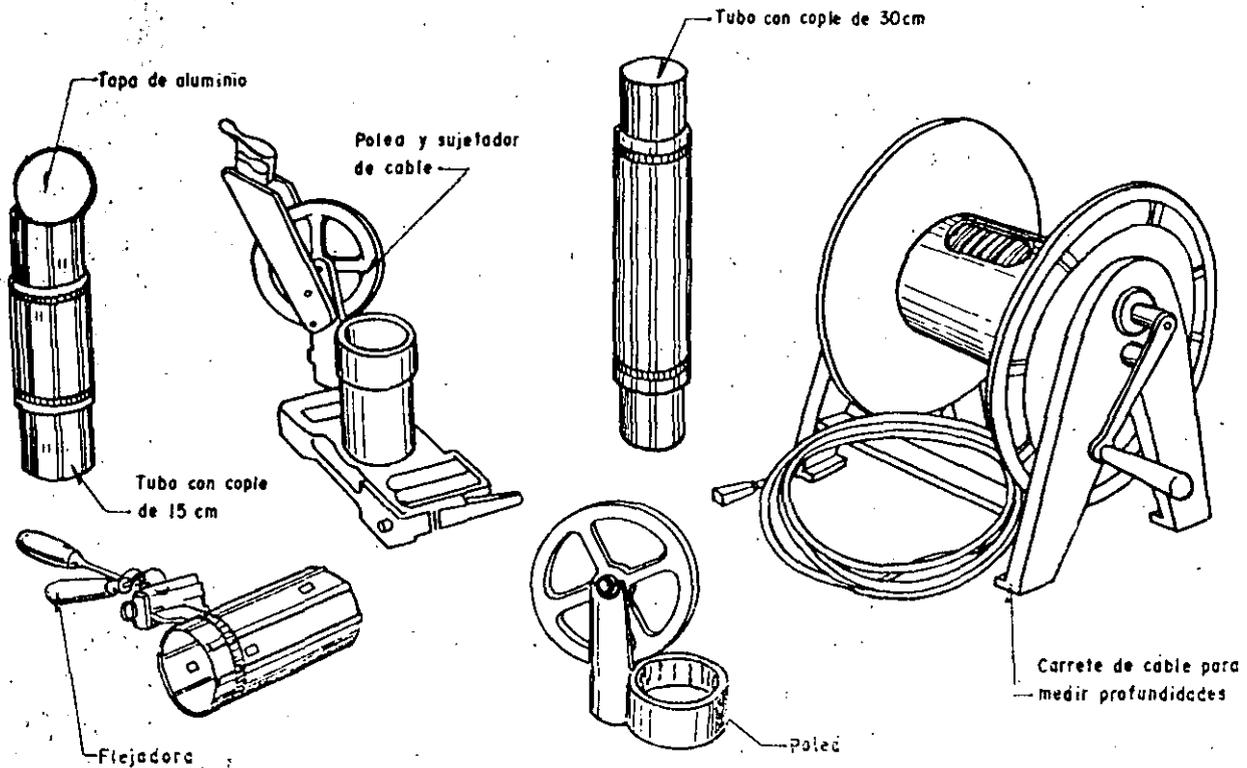


Figura XIII-9. Equipo auxiliar para descenso del inclinómetro. (Tubería de aluminio, carrete y herramientas).

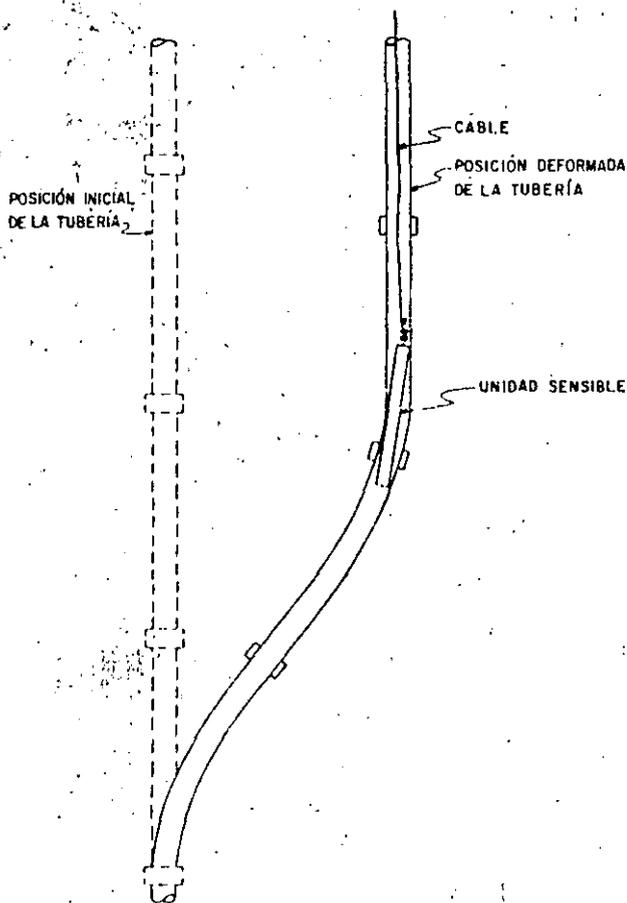
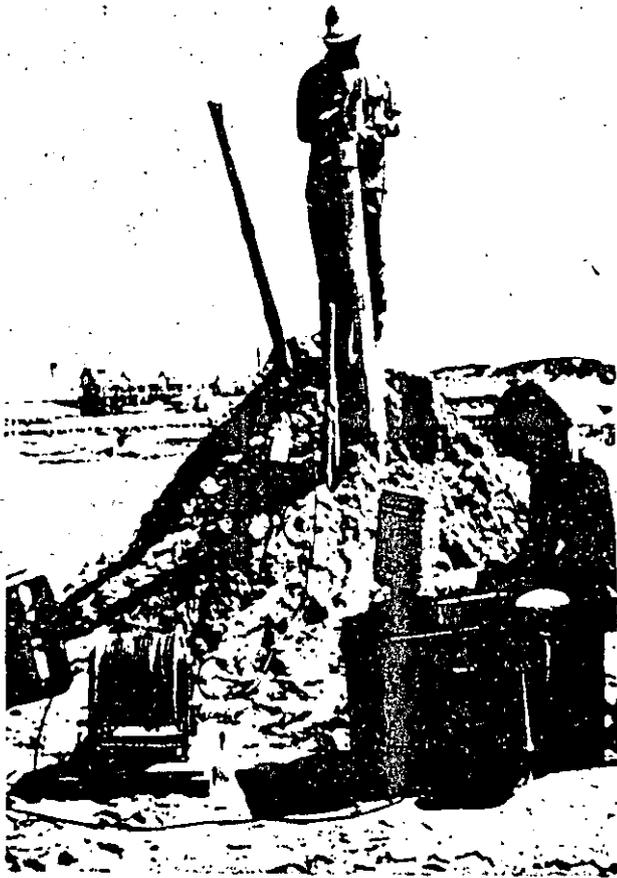


Figura XIII-10. Deformación del conjunto de un inclinómetro.

formímetros para desplazamientos laterales cada vez más pequeños, más delgados y alojados en tuberías de menor diámetro. Esta tendencia ha fructificado al máximo en el desarrollo de deformímetros de cinta, para localizar cualquier superficie de falla a lo largo de la cual se deslicen las masas de suelo.

El dispositivo consiste en una cinta de material plástico que tiene en toda su longitud dos bandas conductoras intercomunicadas de trecho en trecho por resistencias eléctricas conocidas; el conjunto recuerda una escalera pegada sobre la tira de plástico. Todo el dispositivo va recubierto por resinas o materiales impermeabilizantes análogos. Por la parte superior e inferior, la cinta se comunica por cables a una caja exterior, en la que pueden hacerse lecturas de la resistencia eléctrica total del circuito. Cuando sobreviene una falla, la cinta se rompe y, naturalmente, sobreviene también una drástica variación en la lectura que se hace en los medidores externos de la resistencia total del circuito. En principio, puede saberse de cuántas resistencias puente consta el tramo superior de la cinta y de cuántas el inferior, localizando así la superficie de falla.

Los fabricantes de estos instrumentos indican que también son útiles para detectar desplazamientos laterales anteriores a cualquier estado de falla por deslizamiento de tierras. Para ello sugieren introducir en el terreno un tubo de plástico con cuatro cintas dispuestas en cruz, tangencialmente al tubo (Fig. XIII-13). Cuando éste se deforma, las cintas se romperán en las zonas de tracción y el análisis de los datos obtenidos permitirá reconstruir la deformada



Operación de toma de lecturas con el inclinómetro.

del tubo. Los autores carecen de experiencia en el uso de los detectores para estos fines, pero en principio el manejo del instrumento se ve demasiado delicado y resulta dudoso el poder medir los desplazamientos laterales, aun cuando la precisión del aparato permite situar cualquier ruptura de una cinta con un error no mayor de 15 ó 20 cm.

Las cintas se colocan en el interior de pozos previamente perforados y se recomienda embeberlas en concreto o lechada de cemento.

C. Medición del estado de presiones en el agua

En los problemas relacionados con la colocación de terraplenes sobre suelos blandos es esencial el conocimiento de la evolución de las presiones en el agua del subsuelo en exceso de la hidrostática. Esta medición tiene tres objetivos fundamentales:

- Conocer las condiciones hidráulicas en el interior de los estratos que constituyen el subsuelo.
- Conocer el grado de consolidación en cada momento de la vida del terraplén. En el Capítulo I se vio cómo el proceso de consolidación implica una transferencia de presión del agua que satura el suelo a la estructura sólida del

14

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.

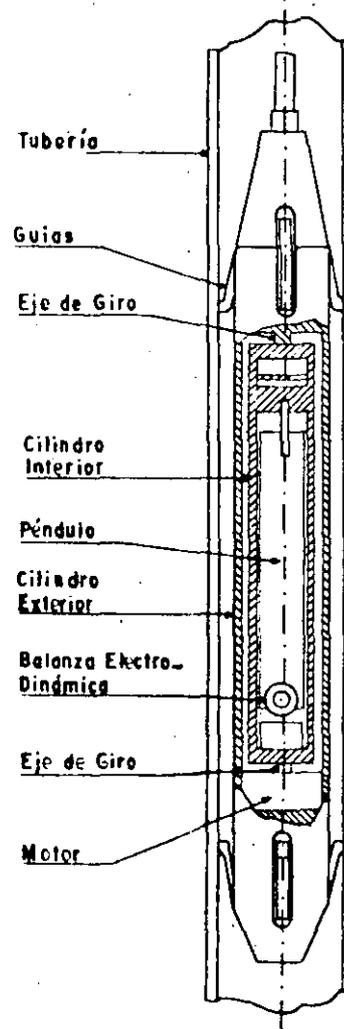


Figura XIII-11. Inclinómetro tipo Geoconsult (Ref. 20).

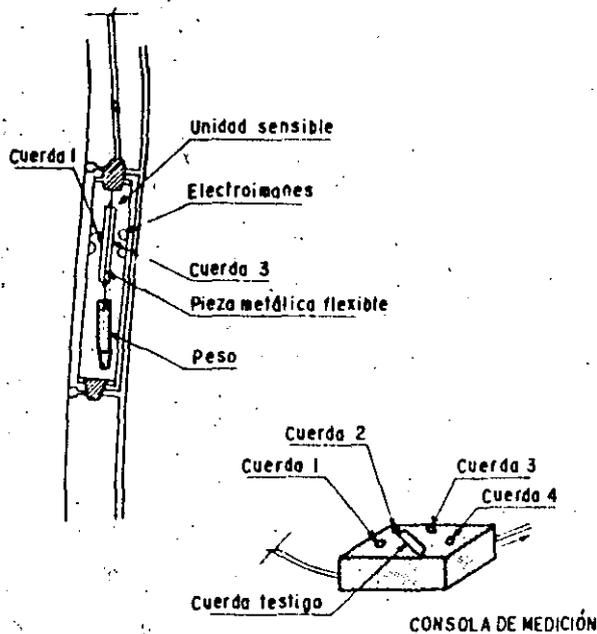


Figura XIII-12. Inclinómetro de cuerdas vibrantes (Telemac, Ref. 20).

Establecer cualitativa y aun cuantitativamente problemas locales de falla, antes de que progresen lo suficiente para producir un incidente grave.

Los aparatos cuya función es medir la presión del agua en un punto del subsuelo se denominan genéricamente piezómetros. En condiciones puramente estáticas la carga de presión en cualquier punto del terreno de cimentación está dada por la posición del nivel freático; sin embargo esta condición no es demasiado frecuente en la naturaleza, excepto en masas de suelo muy homogéneas y planas. Además, cualquier obra ingenieril tiende a producir cambios en los estados de esfuerzos, que implican generalmente cambios en el estado de presión en el agua, de manera que las relaciones hidrostáticas ya no bastan para representar la condición de los terrenos en lo que se refiere a la interrelación entre las presiones de poro que se desarrollen y la resistencia.

Las observaciones del nivel de aguas freáticas en los pozos de sondeos son siempre muy difíciles de interpretar; aún en condiciones hidrostáticas, un recubrimiento de las paredes del sondeo por todo 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

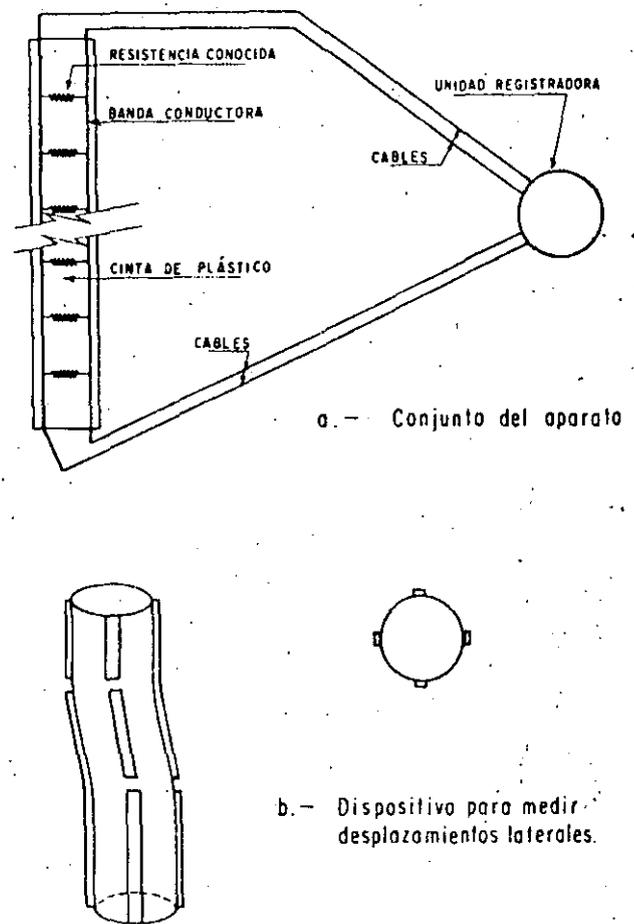


Figura XIII-13. Cinta detectora de fallas.

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).

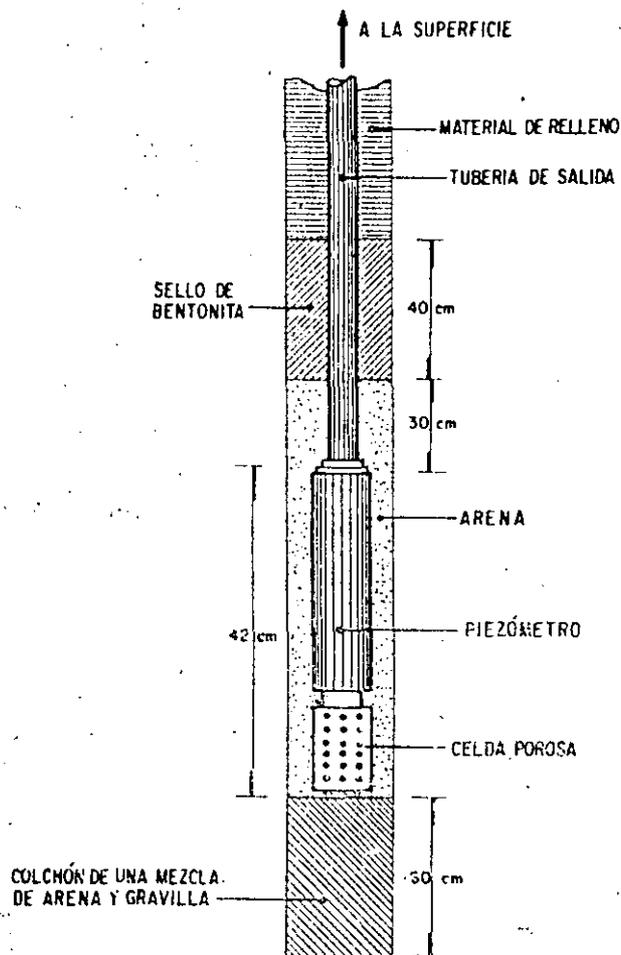


Figura XIII-14. Piezómetro abierto tipo Casagrande.

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 cerrando dicho extremo y siguiendo la secuela que se indica en la Ref. 14.

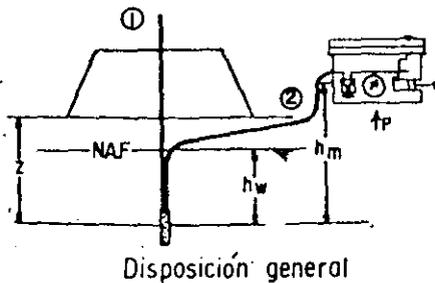
Hvorslev (Ref. 15) ha señalado varios inconvenientes serios del piezómetro abierto. El más importante es, sin duda, el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, motivado por la necesidad de que un volumen relativamente 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 electrolíticos 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 de paredes porosas, de la que salen hacia el exterior dos tubos. Uno de ellos, marcado como 1 en la figura, se



Disposición general

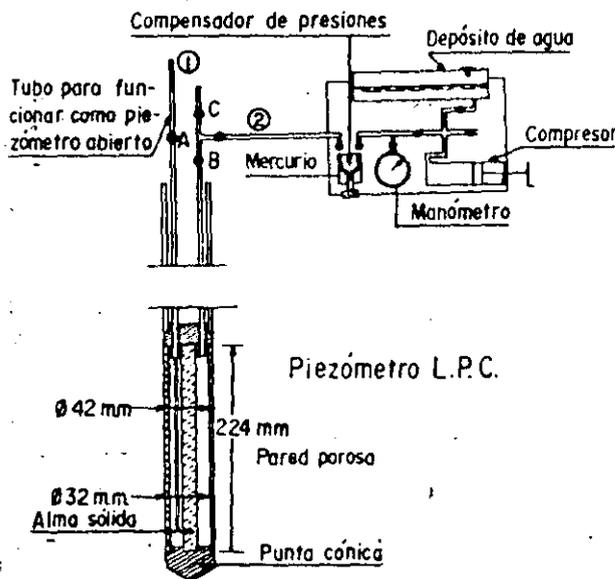


Figura XIII-15. Piezómetro L.P.C. (Ref. 4).

utiliza cuando el piezómetro se instala como abierto, porque así lo permita el terreno en el que se coloca; en tal caso, el piezómetro funciona como arriba se describió y la presión se lee bien sea determinando la altura de agua por medio de un ohmímetro o instalando en el extremo un manómetro. El tubo número 2 conecta la unidad sensible con un dispositivo para ser utilizado en aquellos suelos en que los tiempos de retardamiento serían muy grandes. Después de instalado el aparato, el agua habrá llenado la unidad sensible y el tubo 2, hasta un compensador de presión, que es simplemente un manómetro de mercurio. Dentro de ese manómetro se establece el mismo nivel de mercurio en las dos ramas con la ayuda de un compresor, que debe de producir una presión igual en la rama de la derecha que la que actúa sobre la rama de la izquierda. En estas condiciones el aparato se encuentra en la lectura inicial y la presión del compresor en ese instante se lee en el manómetro intercalado en la línea. Cualquier variación posterior de la presión en el subsuelo producirá un desequilibrio en el compensador de presiones de mercurio, el cual se ajustará por medio del compresor, produciendo una presión que se lee en el manómetro.

Con referencia a la parte alta de la figura, si p es la lectura del manómetro, h_m la diferencia de alturas

entre la unidad sensible y el compensador de presión de mercurio y h_w la diferencia de altura entre la unidad sensible y el nivel freático, en un momento en que el compensador de presión esté en equilibrio, la presión total del agua en el subsuelo será:

$$u = p + h_m \gamma_w \quad (13-1)$$

La presión hidrostática correspondiente al punto en que la unidad sensible esté instalada, será:

$$u_h = h_w \gamma_w \quad (13-2)$$

Por lo tanto la presión que haya en la unidad sensible por arriba de la hidrostática podrá calcularse con la expresión:

$$\Delta u = u - u_h = p + \gamma_w (h_m - h_w) \quad (13-3)$$

La experiencia de utilización de este aparato dice que los tiempos de retardamiento cuando se halla en funcionamiento son inferiores a las tres horas. Debe notarse que el volumen de agua en la unidad sensible y en la tubería hacia el exterior, prácticamente no necesita cambiar para que el instrumento responda. Esto convierte al aparato prácticamente en un piezómetro cerrado que opera a volumen constante de agua.

Además de su ventaja de bajo tiempo de retardamiento, el aparato es de sencillo manejo, fácil instalación, buena precisión y puede construirse con materiales resistentes y a poco costo.

En contra, no puede adaptarse a cambios de presión muy rápidos, que ocurran en tiempos menores que su tiempo de retardamiento, lo cual lo hace inútil, por ejemplo, para medir cambios de presión debidos a efectos dinámicos. Probablemente es sensible a cambios de temperatura.

En términos generales, el problema del retardamiento de la respuesta de los piezómetros por la necesidad de la movilización del agua que los opera ha tratado de combatirse con diseños que operen a volumen de agua prácticamente constante (piezómetros cerrados). De éstos existen muchos tipos y diseños. La Ref. 16 analiza varios de ellos, estudiando los tiempos de retardamiento en cada caso. La Ref. 17 constituye también una buena fuente de información para estos problemas.

La Fig. XIII-16 muestra un tipo de piezómetro operado con inyección de aire (neumático), que ha sido muy usado por la tecnología mexicana exitosamente.

La unidad sensible (parte a de la figura) tiene una celda porosa; a la que penetra el agua exterior, estableciendo dentro de ella su estado de presiones; lo mismo sucede en la piedra porosa que va en la parte superior de la celda. En rigor, al igual que en todos los piezómetros cerrados, la celda porosa se introduce previamente saturada de agua desaireada, para redu-

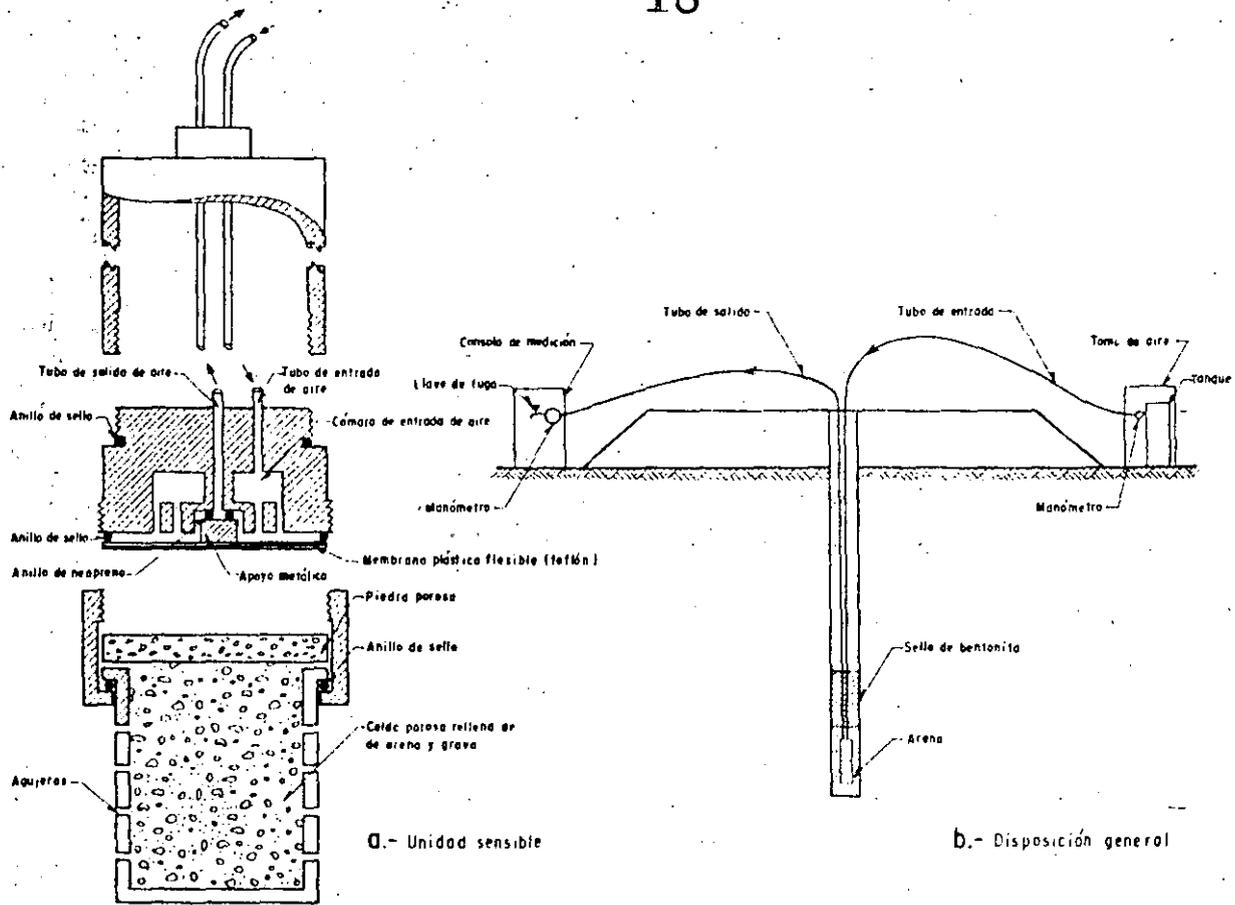


Figura XIII-16. Piezómetro cerrado tipo neumático.

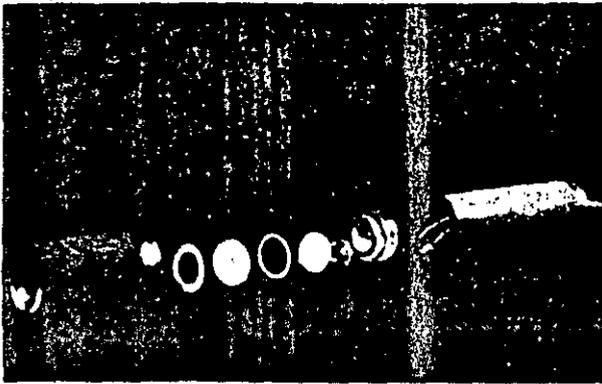
cir al mínimo los retardamientos, la influencia del aparato en el ambiente exterior y los errores de medición. La unidad sensible se instala en la misma forma que se esquematizó en el piezómetro abierto en la Fig. XIII-14.

La presión ejercida en la celda porosa hace que la membrana de teflón se oprima hacia arriba. En el exterior existe una unidad de toma de aire (parte b de la figura), en la que un tanque de aire a presión introduce este elemento a través de la tubería plástica de entrada hasta la unidad sensible. El dispositivo de toma de aire incluye el tanque con su manómetro acoplado y un regulador de presión, en el cual ésta se ajusta a valores próximos a los que se espera sea la presión que en el agua se va a medir; otro manómetro debe estar instalado inmediatamente después del regulador de presión, para conocer el valor de este concepto con que finalmente llegará el aire a la unidad sensible. Cabe comentar que recientemente se están utilizando otros gases en vez de aire, para lograr menor reactividad química y otras ventajas de detalle.

El aire inyectado llegará a la cámara A, que es una sección toroidal circular (parte a de la figura) y presiona hacia abajo a la membrana, hasta lograr desplazarla ligeramente, junto con el apoyo metálico. En ese momento se produce una fuga de aire en el

anillo de neopreno y el elemento puede pasar a la tubería de salida, llegando a la consola de medición (Parte b de la figura).

En la consola de medición se registra la presión con que llega el aire, en un manómetro; probablemente esta presión es parecida a la que tiene el agua en la celda porosa, pero lógicamente algo mayor. Para que la presión del aire que se recibe represente exactamente a la presión del agua en la celda porosa se recurre a una llave de fuga controlada en la propia consola de medición. Al abrir esta llave el aire disipa cualquier presión en exceso de la mínima necesaria para mantener el flujo general. De hecho la medida en el manómetro de la consola de medición se hace en el momento en que el anillo de neopreno vuelve a impedir la circulación general del aire. En rigor esta presión así medida sólo da la presión del agua en la celda porosa a través de una curva de calibración previa hecha para todo el aparato en el laboratorio, debido a que el equilibrio de la membrana de teflón no indica la igualdad de las presiones de aire y agua por arriba y por abajo de ella, puesto que esas dos presiones se ejercen a través de áreas algo diferentes. La curva de calibración previa tiene la ventaja adicional de que en ella quedarán automáticamente tomados en cuenta todos los aspectos que habrían de ser corregidos, referentes a efecto de



Piezómetro neumático. Partes constitutivas.

la rigidez de la membrana, disipación de presión en las tuberías, etcétera.

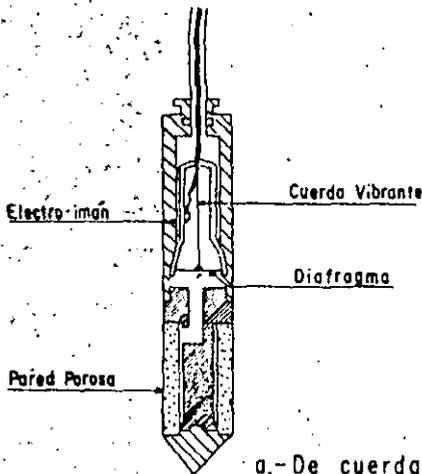
El retardamiento de respuesta de estos instrumentos es ya bastante bajo, del orden de unas pocas horas para los suelos impermeables.

También existen piezómetros eléctricos, dos de los cuales se ilustran en la Fig. XIII-17. El principio de

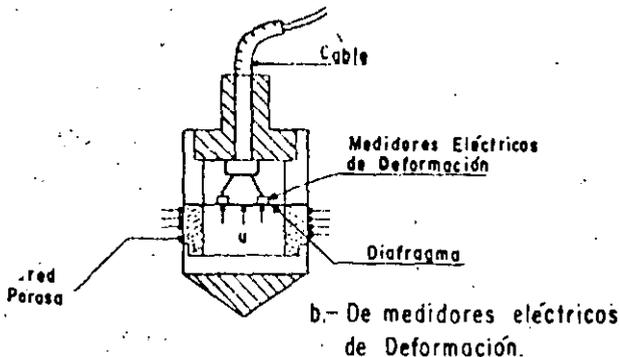
acción de todos estos instrumentos es el mismo. Existe la correspondiente celda porosa a través de la cual el agua presiona hacia arriba una membrana flexible. En la parte superior de la membrana está fijo el dispositivo de medición, que puede variar de unos modelos a otros, pero que generalmente consiste en un dispositivo de cuerda vibrante o en un sistema de medidores eléctricos de deformación.

En el piezómetro con cuerda vibrante, existe uno de estos elementos dentro de la unidad sensible. El extremo inferior de esta cuerda está ligado a la membrana medidora de presión de que se habló. En las condiciones iniciales la cuerda tiene una cierta longitud y una cierta tensión, de manera que al ser excitada por un electroimán vibra con una cierta frecuencia natural. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; los circuitos de ambas cuerdas están puenteados, de manera que las frecuencias de vibración de ambas cuerdas pueden compararse, estableciendo el momento en que son iguales, lo que sucede en la posición inicial del aparato.

Cuando la membrana sube por efecto de la presión del agua, se modifica la longitud de la cuerda en la unidad sensible y, correspondientemente, su frecuen-



a.- De cuerda Vibrante



b.- De medidores eléctricos de Deformación.

Figura XIII-17. Piezómetros eléctricos.



Otro tipo de piezómetro neumático.

cia natural de vibración, por lo que habrá que mover el tornillo micrométrico de la cuerda de la consola de medición, hasta igualar las dos frecuencias. Puede conocerse lo que ha sido necesario modificar la longitud de la cuerda de la consola y estos valores se traducen a una lectura de presión correspondiente mediante una calibración previa cuidadosa hecha en el laboratorio. El aparato es de respuesta prácticamente instantánea y relativamente poco sensible a problemas derivados de la acción física-química de las aguas.

En el aparato que utiliza sistemas de medidores eléctricos de deformación éstos, que son pequeñas celdas que contienen un filamento metálico cuya resistencia cambia con la longitud, se disponen sobre la membrana captadora de presión. Cuando la membrana se deforma se hace la lectura correspondiente. Existen hoy medidores en espiral, muy apropiados al caso.

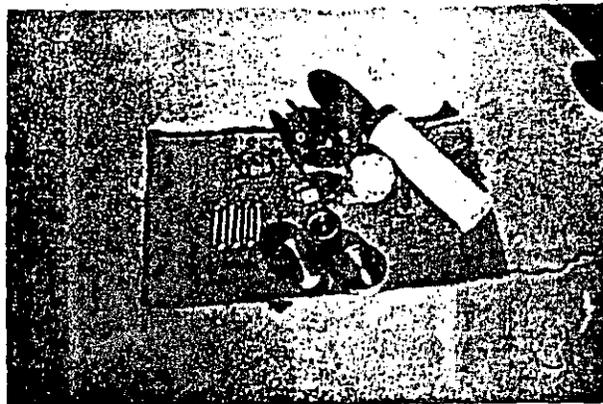
Otros modelos europeos de piezómetros se mencionan en la Ref. 20.

La instalación de un piezómetro merece tanta atención como el diseño y construcción del piezómetro mismo. Un sellado ineficiente puede echar a perder el funcionamiento de cualquier aparato; otro tanto se puede decir de un mal filtro. En piezómetros profundos instalados en suelos muy deformables, con frecuencia la tubería produce un fenómeno de autohincado, que genera una presión en la punta, de manera que el piezómetro, actuando como émbolo, da lecturas falseadas. En estos mismos casos, otra fuente de error puede tenerse por el cambio de posición del dispositivo a lo largo del tiempo. Estos últimos peligros han de resolverse aislando el aparato y su tubería de conexión de los movimientos del terreno circundante.

La instalación está íntimamente ligada con la estratigrafía. En el caso de tener capas de arcilla y arena interstratificadas, deberá tenerse especial cuidado en que las unidades sensibles de los aparatos queden ubicadas en los mantos de arcilla.

En lo que se refiere a la profundidad de la instalación, ésta deberá llevarse ya sea hasta localizar los mantos firmes del subsuelo o hasta aquella profundidad donde la presión normal, inducida por la sobrecarga en la superficie, alcance ya valores carentes de significación en lo que se refiere a la consolidación del subsuelo; esto suele suceder cuando los esfuerzos inducidos llegan a ser un 5 ó un 10 % de la presión superficial. Conviene instalar varios piezómetros en un mismo eje de mediciones, en forma escalonada a diferentes profundidades.

Un enemigo muy importante de muchos piezómetros es el conjunto de efectos de corrosión y ataque a las partes metálicas fundamentales por parte de las aguas impuras, que por otra parte son tan frecuentes en las zonas de suelos blandos y compresibles en que los piezómetros han de usarse. El aislamiento de partes metálicas atacables debe verse por lo menos como



Partes constitutivas del piezómetro de la foto anterior.

muy difícil. La mejor manera de combatir estos efectos es la eliminación del uso de los metales y el diseño de aparatos con todas sus partes de plásticos no susceptibles a estos fenómenos.

La Fig. XIII-18 muestra gráficamente el conjunto de datos que es posible obtener de una instalación de piezómetros. En este caso se trata de piezómetros neumáticos instalados en los terraplenes de prueba que la Secretaría de Obras Públicas de México construyó con vistas a obtener datos para el proyecto de una autopista a través de la zona del Lago de Texcoco.

El terraplén tiene 3 m de altura, más un metro que corresponde a incrustación de material importado en la superficie lodosa del lago. En un caso se presentan las medidas de 3 piezómetros instalados en 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 convienen aparatos de respuesta rápida y muy resistentes a la acción de aguas salobres y contaminadas.

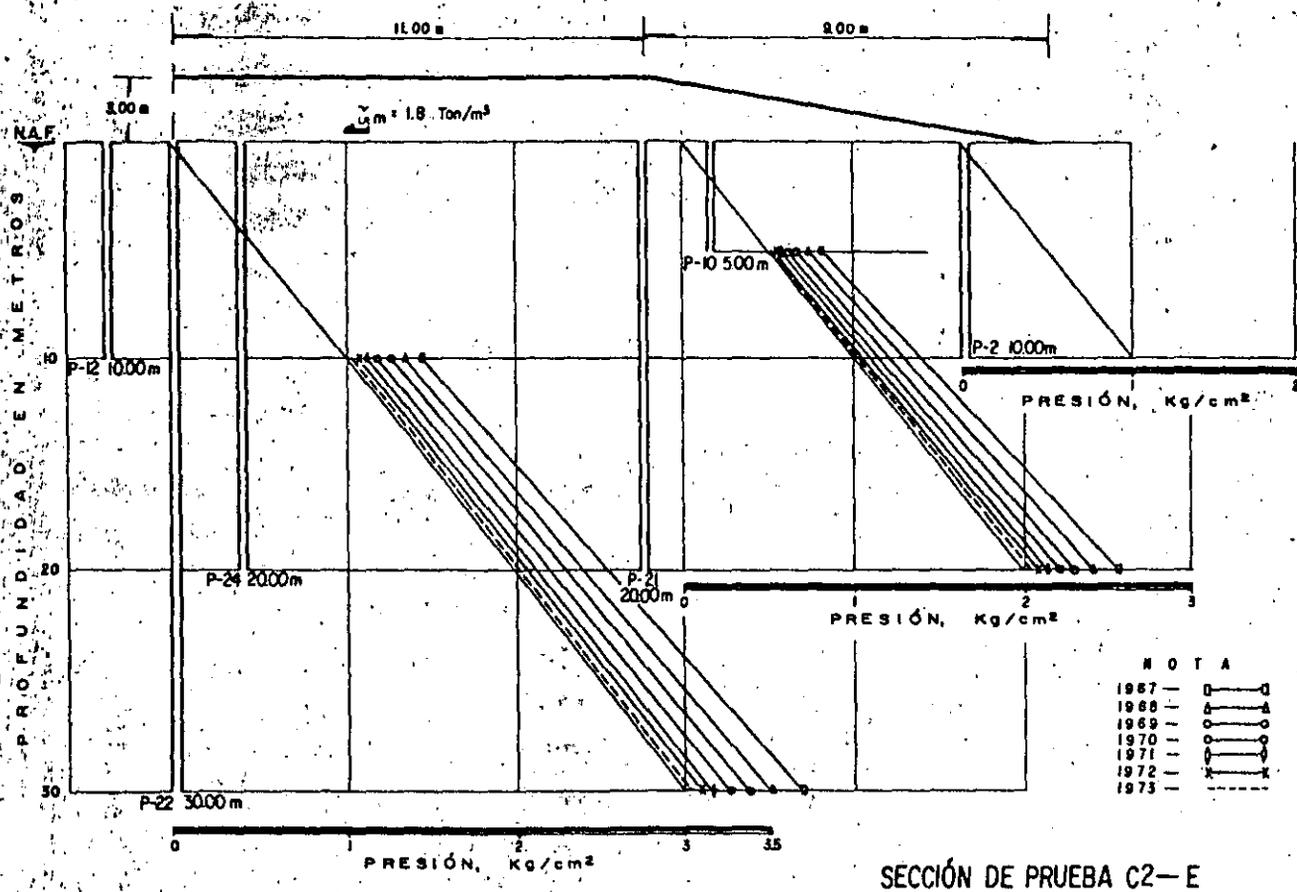


Figura XIII-18. Datos piezométricos bajo un terraplén construido sobre suelos blandos.

D. Medición de la presión transmitida por los terraplenes al terreno de cimentación.

En todos los análisis de estabilidad se acepta que la presión transmitida por los terraplenes al terreno natural es el producto del peso específico del material que forma la estructura por la altura de la misma. Esta es, desde luego, una consideración suficientemente precisa en la gran mayoría de los casos, pero pudiera haber alguno en que tuviera realmente importancia conocer con la máxima exactitud posible la presión que se aplica. Esta puede diferir del producto antes dado, tal como éste pueda plantearse en un caso real, por tenerse incertidumbre en el peso volumétrico del material empleado, que puede variar por heterogeneidades en el propio material, por cambios en el proceso de compactación o por variaciones posteriores con el tiempo. Teniendo en cuenta que en las vías terrestres muchos terraplenes sobre suelos blandos han de diseñarse con factores de seguridad muy bajos (del orden de 1.1 ó 1.2), no es difícil imaginar casos en que convenga conocer valores muy precisos de la presión transmitida.

Otro caso en que puede resultar muy conveniente el medir presiones transmitidas por el terraplén no sólo en la sección de contacto con el terreno natural,

sino en planos horizontales a diferentes profundidades es aquel en que se desee verificar la hipótesis que se haya adoptado sobre distribución de presiones con la profundidad o en que se quiera comparar los asentamientos que ocurren a distintas profundidades con los esfuerzos normales verticales que a ellas lleguen.

Todos los medidores de presión vertical son celdas de presión que miden esfuerzos totales aplicados sobre ellas. Casi todas las que hoy se utilizan son celdas eléctricas o hidráulicas. Las celdas eléctricas tienen por lo general un diafragma elástico deformable, sobre el que se instalan o cuerdas vibrantes o sistemas de medidores eléctricos de deformación (Fig. XIII-20), que funcionan en forma análoga a como se describió para el caso de los piezómetros eléctricos.

La celda es un cilindro de gran diámetro en comparación a su altura, cuya tapa superior suele ser flexible; bajo ella hay una cámara llena de aceite cuyo objeto es distribuir y uniformizar la presión que se ejerza sobre el diafragma medidor instrumentado, que es la verdadera unidad sensible del aparato y que contiene o el dispositivo de cuerda vibrante o los medidores eléctricos de deformación, de resistencia variable. Esta unidad sensible está integrada a un puente de Wheatstone, situado en la superficie, de manera que es posible detectar cualquier cambio de resis-

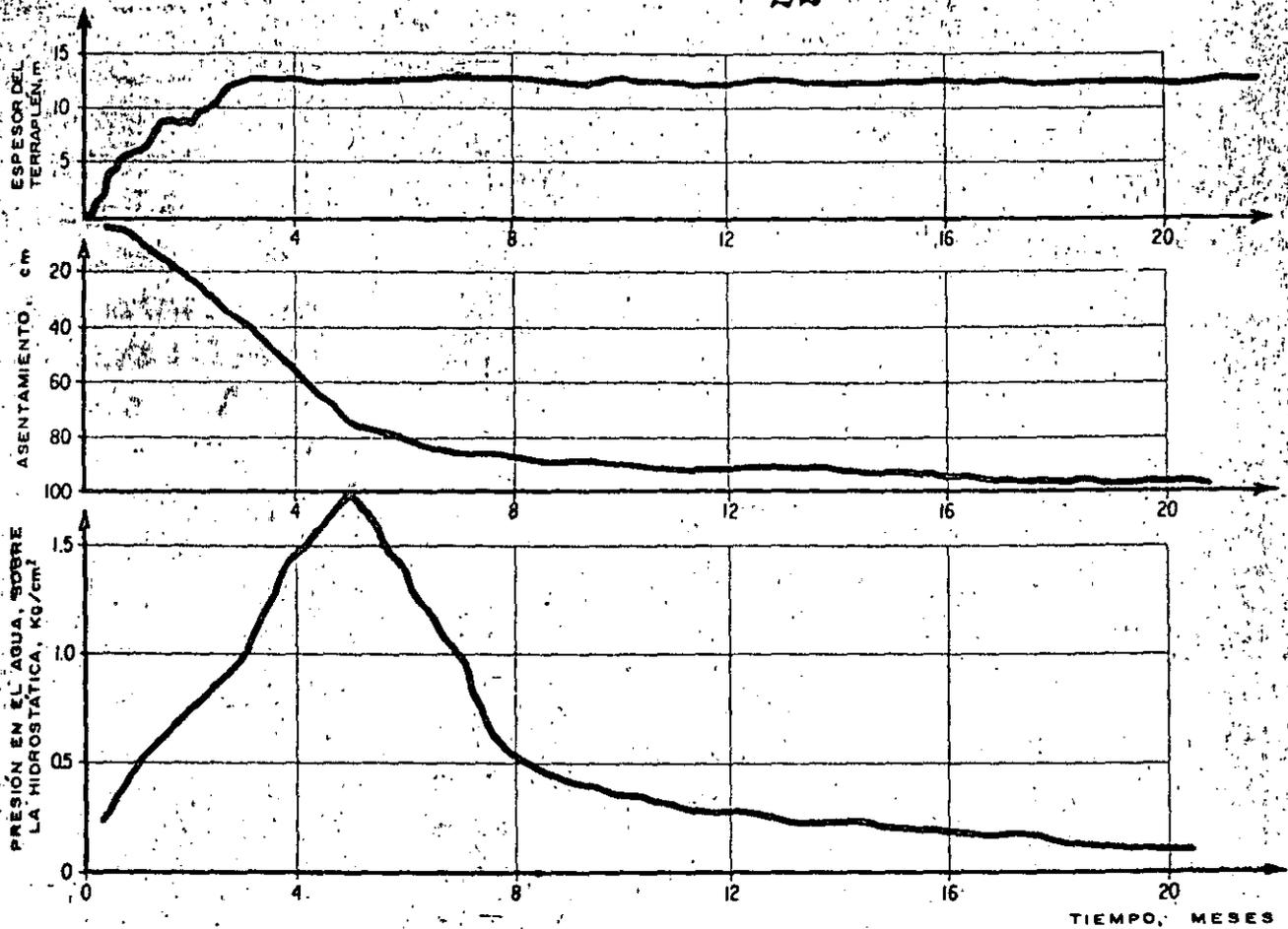


Figura XIII-19. Comparación entre la colocación de la carga, el asentamiento y la evolución de las lecturas piezométricas en el terraplén de acceso a un paso a desnivel.

cia que se produzca en el aparato, el cual, por calibración previa de laboratorio, indicará la presión homogeneizada por la cámara de aceite.

En rigor, instrumentos como el que someramente se acaba de describir son los que se utilizan en todos los problemas en que se desee medir presiones, tales como determinación de presiones de tierra sobre muros de retención, tablestacas, ademes, etcétera. Las celdas se fabrican desde diámetros de 60 cm o más, hasta 5 mm (con alturas de 2 mm), lo que hace posible la instrumentación de modelos de laboratorio a escala reducida.

Como cualquier medidor interno, las celdas eléctricas medidoras de presión alteran el campo de esfuerzos de la masa de suelo en que se incluyen; el medidor ideal sería aquel que tuviera las mismas condiciones de deformabilidad que el suelo.

Las celdas de funcionamiento hidráulico son generalmente menos costosas y más resistentes; las hay que trabajan a volumen constante y a contrapresión. Los aparatos a volumen constante (Ref. 4) tienen una celda deformable llena de agua, la cual se entierra en el suelo, tal como se describió para el caso de las celdas eléctricas; de ella sale una tubería llena tam-

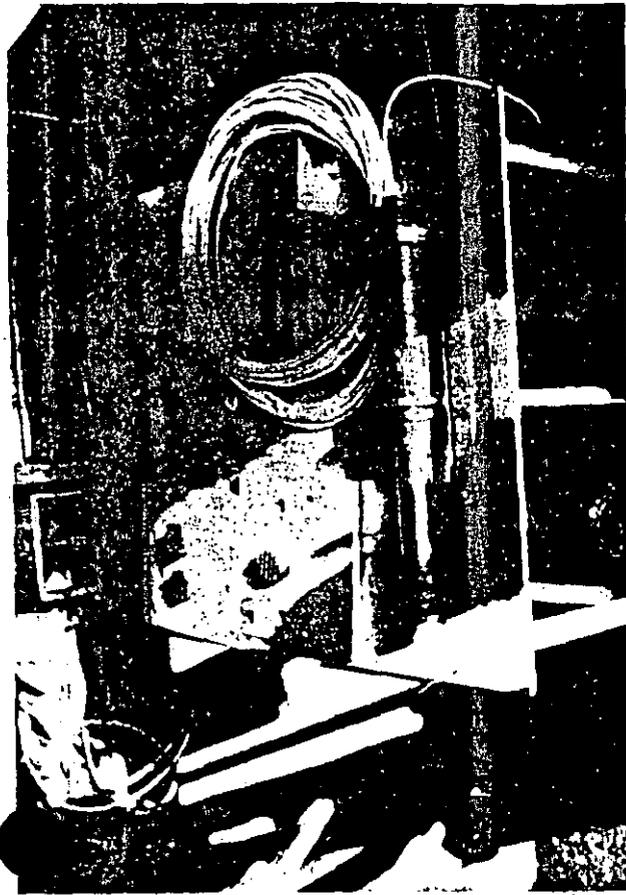
bién de agua que llega hasta un manómetro. El aparato trabaja por lectura directa, que hace el manómetro, de la presión que se genera en el interior de la celda.

Un aparato que trabaja a contrapresión se describe con base en la Fig. XIII-21 (Ref. 4).

El dispositivo, de diseño alemán y debido a Glotzl, consta de una celda, una cámara reguladora, una bomba manual y una consola de medición. La celda es análoga a las ya descritas, provista de una tapa flexible, a través de la que se transmite la presión y está llena de agua.

La cámara se comunica con la celda por un tubo delgado y rígido y posee dos compartimientos separados por un diafragma. Del segundo compartimiento salen dos tubos, uno que se conecta a la bomba manual y otro de purga. La bomba se comunica con un depósito de aceite y con un manómetro.

En un principio, todo el sistema, desde la cámara reguladora a la bomba manual está lleno de aceite y cuando la bomba se hace operar se establece un flujo continuo en el que el aceite es tomado del depósito, inyectado al compartimiento 2 de la cámara y devuelto al depósito por el tubo 4. El diafragma separador



Piezómetro neumático.

de los compartimientos de la cámara, cuando está en equilibrio; permite este flujo.

Cuando se aplica una presión del terreno, p , sobre la celda, ésta se transmite hasta el diafragma de la cámara reguladora, deformándolo hacia el compartimiento 2; al suceder esto, el diafragma obtura el tubo 4 y se interrumpe el flujo del aceite que arriba se mencionó. En este momento, con ayuda de la bomba, se ejerce una presión de aceite sobre el diafragma de la cámara, empujándolo hacia el compartimiento 1, o sea hacia su primitiva posición de equilibrio. De esta manera se libera el tubo 4 y se puede restablecer el flujo de aceite. Obviamente la presión que lea el manómetro en el instante en que se restablezca el flujo del aceite es la que el terreno aplicó en la celda.

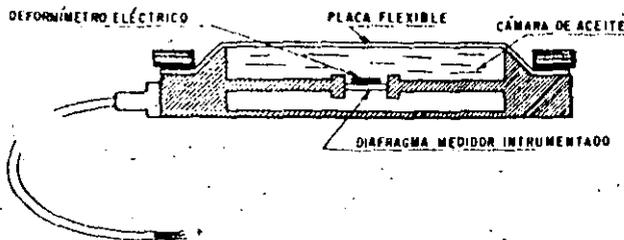
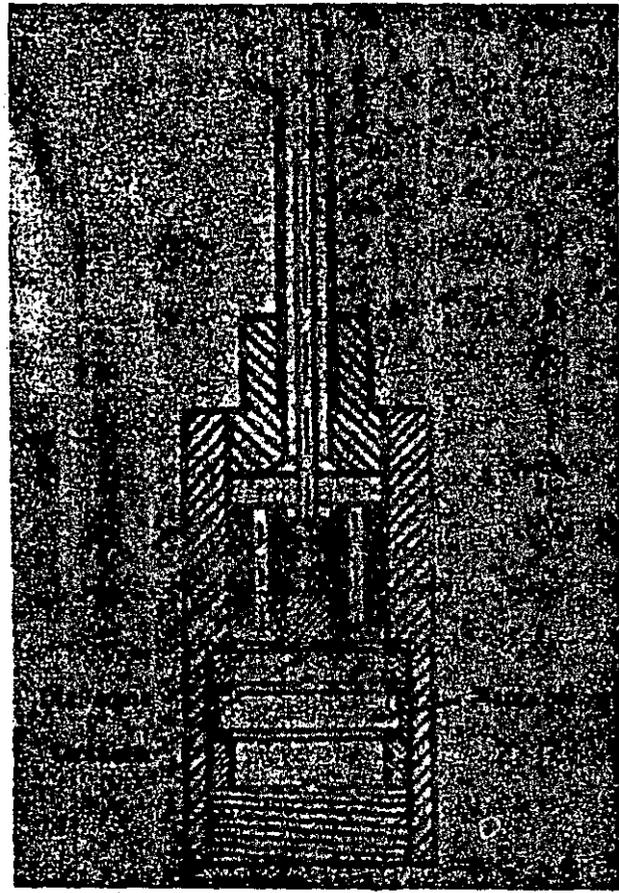


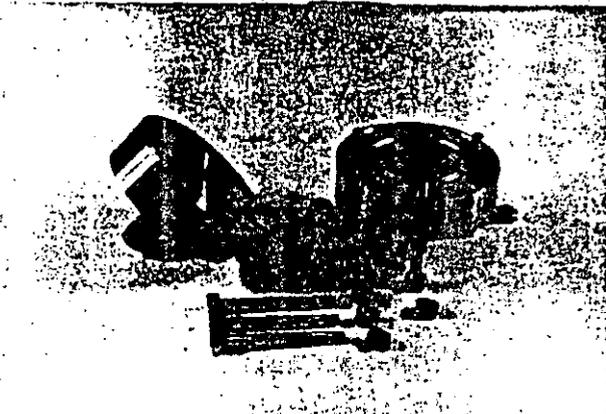
Figura XIII-20. Celda medidora de presión.



Otro modelo de piezómetro (U. S. Bureau of Reclamation).

XIII-3 INSTRUMENTACION DE TERRAPLENES PARA ESTUDIOS DE ESTABILIDAD

La necesidad de realizar mediciones de campo en terraplenes para estudiar otros problemas de estabilidad que no sean los emanados de la construcción sobre suelos blandos y compresibles ha surgido sobre todo de la tecnología de las presas, especialmente a



Celda de presión.

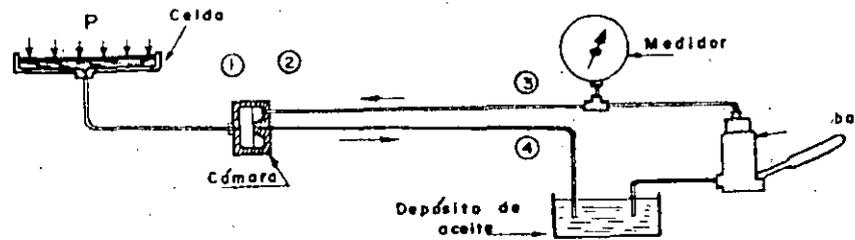


Figura XIII-21. Celda de presión hidráulica a contrapresión (Ref. 4).

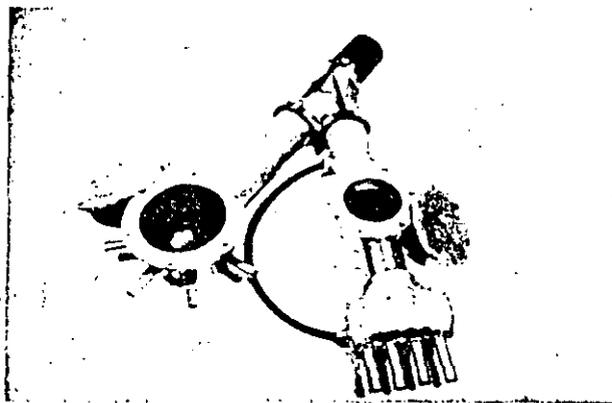
partir de las épocas en que se empezó a intentar la construcción de estructuras cada vez más altas y complejas (ver, por ejemplo, la Ref. 19). Los éxitos logrados en aquel campo han llevado a una utilización cada vez más frecuente de las técnicas de instrumentación en rápido desarrollo a varios problemas importantes conectados con la construcción de taludes o con la estabilidad de laderas naturales en las vías terrestres.

La instrumentación de terraplenes y taludes en general tiene objetivos básicos de varios tipos:

- Verificar el comportamiento de las estructuras durante la construcción para comprobar las hipótesis de diseño y la evolución prevista del factor de seguridad. Este objetivo es básico en presas y puede parecer algo más sofisticado en relación a terraplenes de vías terrestres, pero debe recordarse que las carreteras y los ferrocarriles modernos exigen y lo harán todavía más en el futuro, la erección de terraplenes muy altos, ante los que pudieran ya resultar inquietantes, como sucede en las presas, las incertidumbres de diseño. Así pues, este objetivo no será de ningún modo rutinario en las vías terrestres, pero no debe excluirse la posibilidad de que surja.
- Conocer el comportamiento de la estructura erigida a lo largo de su vida útil o de un periodo dilatado de ella. Los grandes pedraplenes o los terraplenes altos se deforman bajo su propio peso de un modo que dista de estar claramente establecido; de la misma manera, son inciertas también las correlaciones entre el

comportamiento estructural y los diferentes métodos constructivos en uso o que pudieran ocurrirse. Las virtudes de cada uno de estos métodos sólo podrán constatarse eficazmente si se tiene un acervo suficiente de datos de comportamiento real.

- Establecer claramente las condiciones cinemáticas de fallas pre-existentes a la acción del ingeniero o surgidas de ella, que ocurran en cortes y laderas naturales. La determinación de la forma de la superficie de falla, de la naturaleza, magnitud y variaciones estacionales de los movimientos, de los cambios de posición relativa de las diferentes masas de tierra o roca involucradas, etcétera, son según la experiencia de los autores, requisitos indispensables para aspirar a resolver problemas tales como los que se han presentado en el apartado A-2, del párrafo VI-2 del volumen I de esta obra, así como de todas las fallas controladas en la autopista Tijuana-Ensenada, que se han multiplicado en diferentes partes de la misma. En las soluciones a este tipo de problemas, que son seguramente los más difíciles e importantes que es dable encontrar en las vías terrestres, los aspectos cinemáticos son probablemente aún más importantes que los de resistencia, que tradicionalmente se contemplan en conexión con los problemas de estabilidad de taludes, dicho sea sin restar importancia a estos últimos; la instrumentación de campo es el único medio a disposición del ingeniero para llegar a imágenes correctas del deslizamiento lento que esté teniendo lugar y sin esa imagen todo



Celdas medidoras de presión.



Detalle interior de una celda.



Una celda apropiada para medir presiones de tierra sobre elementos de retención.

intento de corrección será trabajo a ciegas. Las Refs. 21 y 22 son dos reseñas de trabajos de este estilo que pueden servir para ejemplificar y justificar las afirmaciones anteriores.

El costo de un programa de instrumentación de campo relacionado con comportamiento de taludes y laderas naturales debe siempre justificarse en términos del proyecto específico que se desee estudiar, lo que usualmente no es difícil en los problemas im-

portantes, pero tiene un beneficio marginal que no suele verse en esos análisis y que se refiere a la gran cantidad de experiencia y sólido conocimiento que de ellos suele extraerse, el cual es altamente capitalizable en obras posteriores y en situaciones similares. Es firme opinión de los autores que este fundamental beneficio justifica casi cualquier esfuerzo que pueda hacerse en materia de instrumentación de campo de un caso de interés. Las Refs. 23 y 24, que recogen mucha de la experiencia que se ha ido adquiriendo con instrumentación hecha en el pasado, ilustran suficientemente este criterio.

Cuando se desarrolla un programa de instrumentación de campo en terraplenes, cortes o laderas naturales suele buscarse información sobre uno o varios de los siguientes tópicos (Ref. 24):

- Movimientos horizontales y verticales.
- Esfuerzos actuantes en la dirección vertical u horizontal.
- Presiones de poro y su evolución.
- Efectos de sismos, incluyendo tanto la acción del terremoto como la respuesta de la estructura térrea.
- Características del flujo interno del agua.
- Medición de las propiedades mecánicas in situ, tanto del terraplén como de su terreno de cimentación.

A. Controles superficiales

Al igual que en el caso de terraplenes sobre suelos blandos, se trata ahora de establecer un control topográfico sobre puntos convenientemente situados en la superficie de los terraplenes para obtener información de la dirección y la velocidad de los movimientos. Después de realizar varios ciclos de medición será posible dibujar una planta topográfica en la que pueda representarse el movimiento de cada punto controlado por medio de un vector; el conjunto de todos estos suele dar una idea muy objetiva de cómo ocurren los movimientos y de la velocidad con que se



Instalación de una celda medidora de presión.



Superficie de falla expuesta en un terraplén.

manifiestan. El problema más difícil suele ser establecer una línea de referencia fija, situada fuera de la influencia de los movimientos, a la que puedan referirse los movimientos de todos los puntos controlados; se trata de no tener que trabajar sobre distancias demasiado grandes, que inducen a errores inevitables de importancia. La Ref. 25 describe un sistema de alta precisión utilizado para controlar los movimientos de puntos situados sobre la cresta de la presa del Infiernillo. En las fallas de la autopista Tijuana-Ensenada, algunas de cuyas plantas se mostraron en el Capítulo VII, se dispusieron los puntos de control sobre ejes que cruzan a lo ancho la zona de falla; los dos extremos de cada eje están fuera de la zona móvil y definen una línea base, que puede ser reconstruida en su posición original cada vez que se lleva una medición. Los movimientos se manifestarán por una serie de desviaciones de los diferentes puntos respecto de la línea base original, las cuales pueden determinarse por una triangulación topográfica hecha sobre la línea base original, con la ayuda de los puntos fijos fuera de la línea móvil que sean necesarios. La Ref. 26 describe otro caso muy interesante de control superficial por medio de triangulación, esta vez en la presa Netzahualcóyotl, en el Sureste de México.

Muchas veces se precisa localizar zonas en las que ocurre tensión o compresión. Para ello se han desarrollado sencillos resortes (Ref. 24) calibrados cuyo cambio en longitud puede medirse. En mediciones más precisas, tales como por ejemplo creeps, estos resortes pueden colocarse dentro de tubos de plástico, ligeramente enterrados o puede recurrirse a una instalación de alambres en tubos de plástico. El registrador de movimientos es el mismo en todo este estilo de instalaciones y vale la pena describirlo con algo de detalle, en vista de que se utiliza con ligeras variantes en casi todos los medidores de desplazamientos horizontales. Un potenciómetro eléctrico (Fig. XIII-22) es esencialmente una resistencia eléctrica, generalmente dispuesta en forma circular, sobre la que puede correr una aguja A , que divide a la resistencia inicial en dos partes, R_1 y R_2 . Un eje E puede girar cuando lo induce a ello la tensión que recibe de un cable C ; dicho cable es mantenido siempre tenso por un resorte calibrado, tal como se ve en la Fig. XIII-22. La aguja A forma también parte del circuito eléctrico y recibe la corriente de un cable alimentador. Las resistencias R_1 y R_2 están unidas a un puente de Wheatstone (de hecho son dos de las resistencias del puente), que se encuentra colocado en una consola de medición en la superficie del terreno.

La operación es como sigue. Con referencia al medidor de desplazamiento superficial de alambre en el interior de la tubería de plástico, mencionado más arriba, imagínese que una placa de anclaje soldada a ese alambre y embebida en el terreno sufre un desplazamiento horizontal; como consecuencia cambiará la tensión inicial en el cable C , girará el eje E , variará la posición de la aguja A y el puente de Wheat-

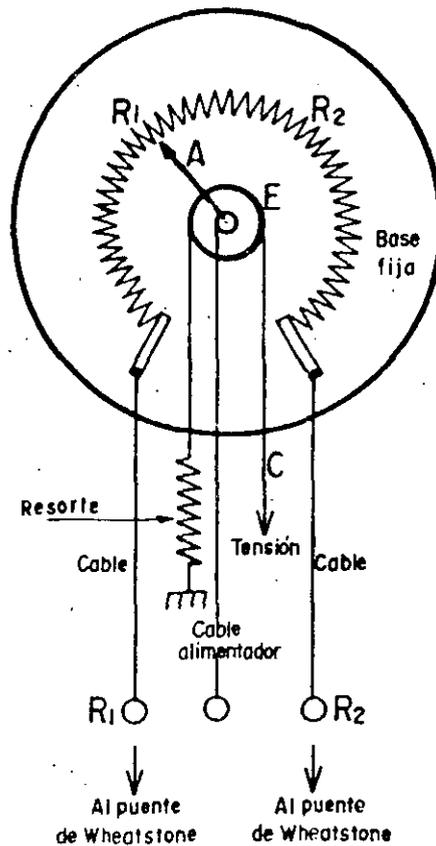
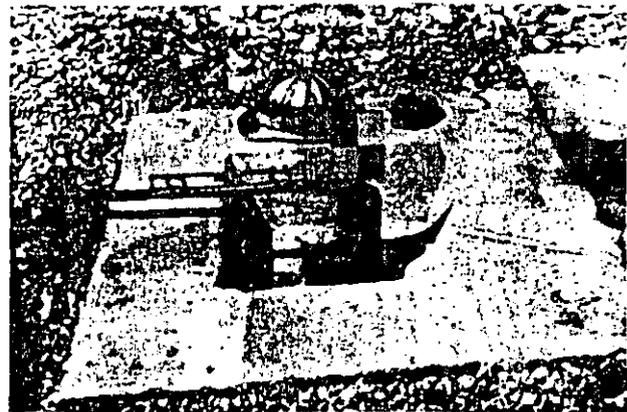


Figura XIII-22. Croquis de un potenciómetro utilizado en mecanismos para medir desplazamientos horizontales.

stone registrará un cambio, que por calibración previa de laboratorio podrá indicar simplemente qué desplazamiento ha ocurrido. En este tipo de dispositivos suele ser necesario, cuando se pretende obtener alta precisión, compensar las variaciones de longitud de los alambres por cambios de temperatura, lo cual puede hacerse colocando termopares alámbricos al lado de la instalación, como testigos, para conocer los cambios de longitud que son específicamente debidos a dilataciones térmicas.



Referencia superficial.

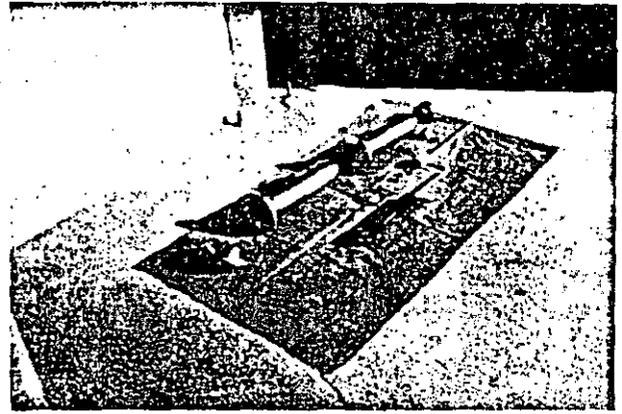
B. Medición de asentamientos y movimientos verticales

Este tipo de mediciones puede hacerse con dos estilos diferentes; o bien se colocan los instrumentos de manera de medir los desplazamientos verticales en muchos puntos de un mismo nivel horizontal o se colocan verticalmente para medir los desplazamientos de varios puntos de una misma línea vertical, obteniéndose así el asentamiento de estratos o zonas de espesor conocido.

Un tipo frecuente de instrumento para instalaciones del segundo tipo de las arriba mencionadas es el torpedo de asentamientos, descrito en la sección A-2 del párrafo precedente de este Capítulo. La Ref. 27 describe un aparato similar que se ha utilizado en enrocamientos de presas en muchas ocasiones. Consiste en una serie de tubos telescópicos, con secciones de 3.8 y 5.1 cm (1.5 y 2 plg) que se colocan alternadamente. Las secciones se anclan al material del terraplén por sistemas de brazos en cruz, colocados de trecho en trecho. Un torpedo similar al ya descrito detecta cómo se van modificando las distancias en que comienzan y terminan los tramos de menor diámetro.

Un sistema muy elemental pero efectivo para medir el enjuntamiento relativo de varios puntos del terraplén en una cierta línea vertical es el que se muestra en la Fig. XIII-23 (Ref. 24).

Un bastidor metálico se coloca sólidamente hincado en la superficie del terreno. Unidos a él hay una serie de resortes calibrados, que se conectan a cables en cuyo extremo inferior hay una placa de anclaje.



Extensómetro para detección de movimientos horizontales y verticales.

instalada a diferentes profundidades. Con el asentamiento, la placa se mueve estirando el resorte calibrado que da tensión constante; en los cables y en el brazo del bastidor existen señales que permiten estimar cuánto ha bajado la placa de anclaje correspondiente. Frecuentemente los cables se colocan en un mismo pozo. Si se conocen los movimientos verticales de la superficie del terraplén, los asentamientos relativos se transforman en absolutos.

La Fig. XIII-24 (Ref. 24) muestra otro dispositivo para medir desplazamientos verticales en varios puntos a distintos niveles de un mismo pozo. En una perforación que no necesita ser más ancha de 8 ó 10 cm, no ademada o con un ademe muy débil en el caso de los suelos más finos o de arenas puras, se instalan varias anclas, de las que el croquis muestra

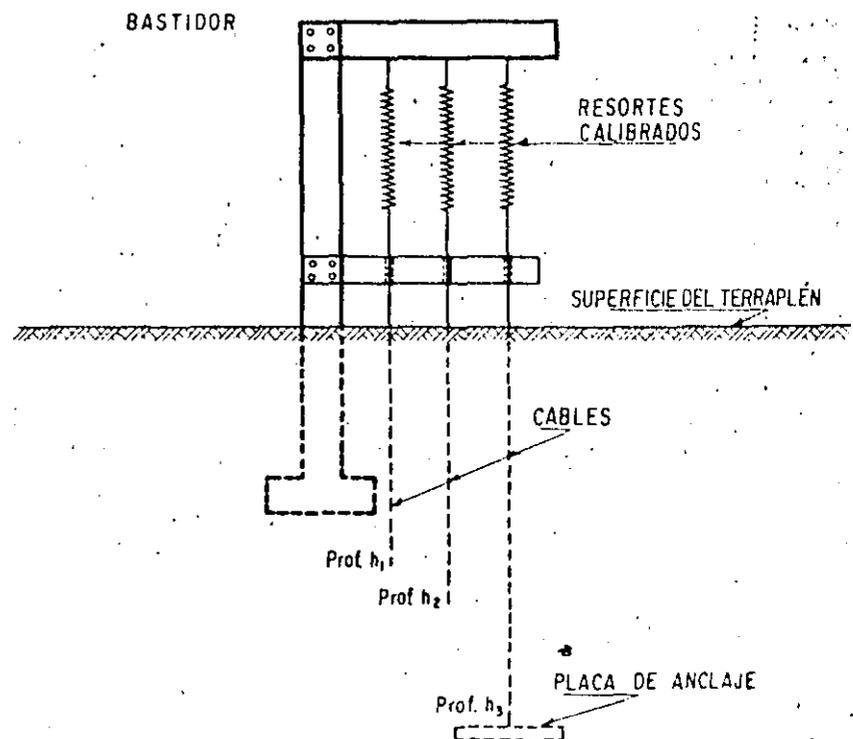


Figura XIII-23. Dispositivo para medir asentamientos relativos en una vertical en el interior de un terraplén (Ref. 24).

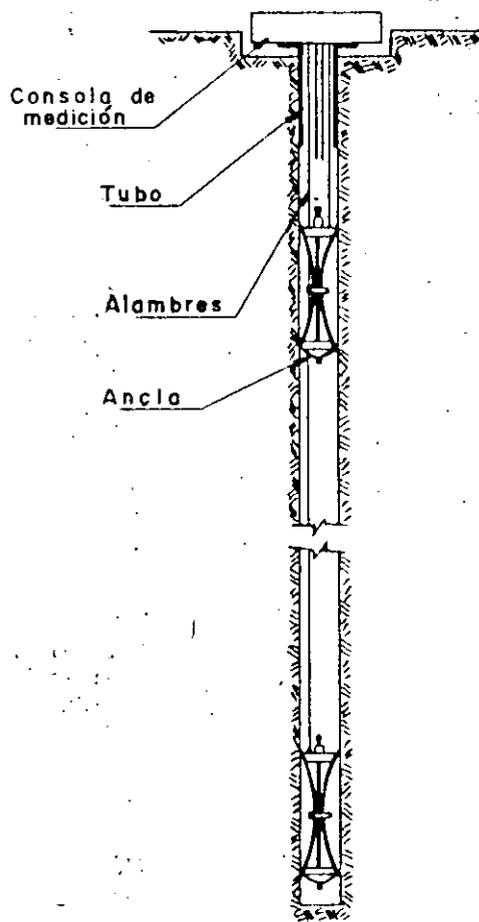
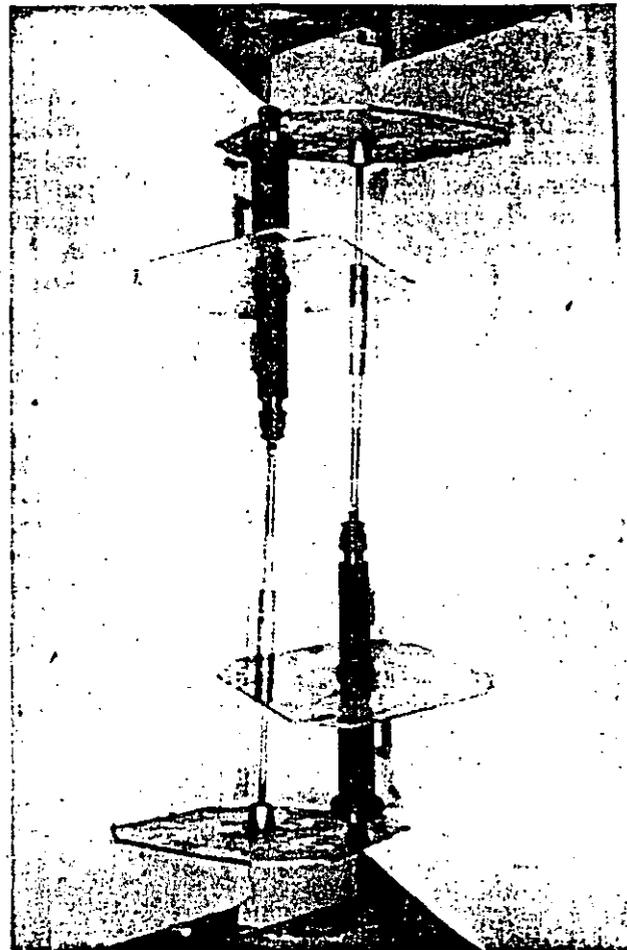


Figura XIII-24. Aparato para medir asentamientos en terraplenes (Ref. 24).

dos. Estas anclas pueden ser de cualquier tipo de los muchos existentes, pero el croquis muestra un tipo de ancla expansiva que, después de introducida, aumenta su diámetro y se hinca en el suelo o se entalla en la roca, rompiendo el ademe del pozo, si lo hubiere. El ancla está unida a través de un alambre a tensión constante con un potenciómetro análogo al descrito en el párrafo A de este inciso, de manera que cualquier cambio en el nivel del ancla puede ser interpretado por calibración previa, conociendo el desplazamiento vertical correspondiente.

Las Refs. 24, 28 y 29 describen otros dispositivos análogos al anterior, que pueden presentar ventajas en ciertos tipos de suelos.

En lo que se refiere a los aparatos medidores de asentamientos del primer tipo arriba mencionado, es decir, de los que se instalan cuando se desea medir los movimientos verticales de varios puntos de un mismo plano horizontal puede decirse que casi todos son similares a los descritos en el apartado A-3 del inciso XIII-2 de este Capítulo. La Ref. 24 describe con detalle una variante de interés que fue instalada recientemente en la presa Oroville (E. U. A.).



Un medidor de movimientos verticales.

C. Medición de movimientos horizontales

Los inclinómetros, ya descritos en páginas anteriores de este Capítulo, son seguramente los instrumentos más utilizados en trabajos serios de instrumentación de taludes, cuando se trata de medir los desplazamientos horizontales que se producen. Naturalmente, los aparatos empleados son los descritos. Cabe comentar que en el caso de taludes, sean laderas naturales, cortes o terraplenes, el uso más frecuente de estos instrumentos es para detectar la posición de una superficie de falla antigua o recién formada y para estimar el carácter y la magnitud de los movimientos que sobre ella pueden tener lugar. Teniendo en cuenta lo anterior, no se hará en este momento ninguna descripción o referencia al empleo de estos aparatos, cuya utilidad para fijar la superficie de falla, cuando sobre ella existen masas móviles, queda sobradamente probada por la información contenida en la Fig. VII-37, incluida en páginas anteriores de este libro, que ejemplifica un uso de la instrumentación de campo cada día más frecuente y de utilidad más palpable. Las Refs. 19, 26, 30 y 31 proporcionan ejemplos del uso de inclinómetros en conexión con diversas estructuras de tierra, generalmente todas rela-

cionadas 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 instalando 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 cual 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

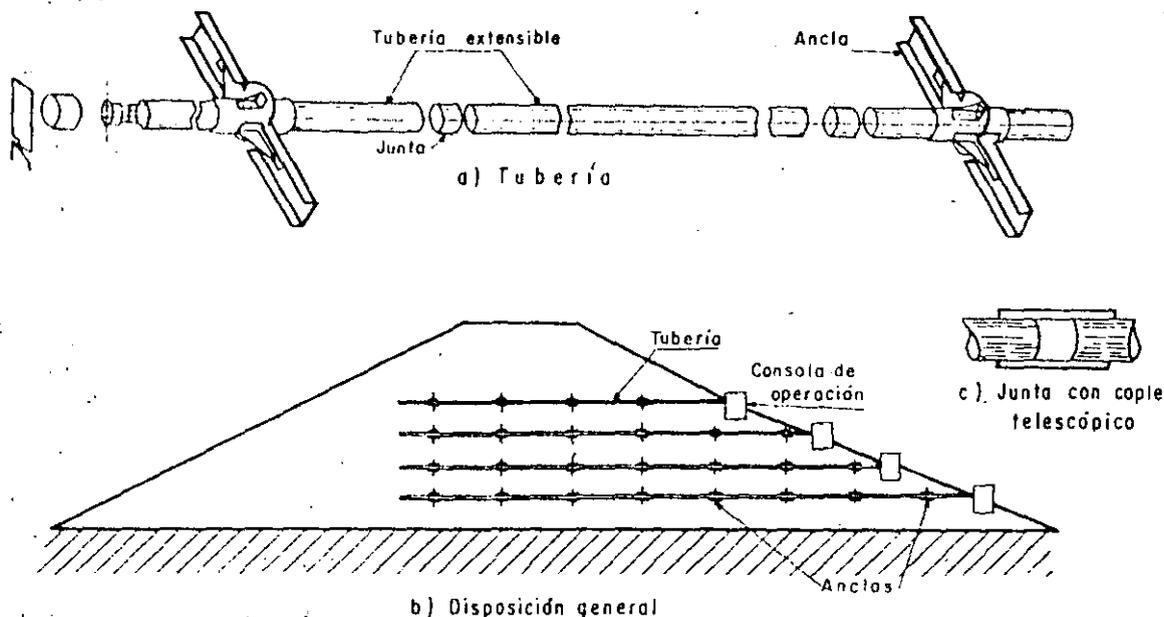


Figura XIII-25. Dispositivo para medición de movimientos horizontales en un terraplén.

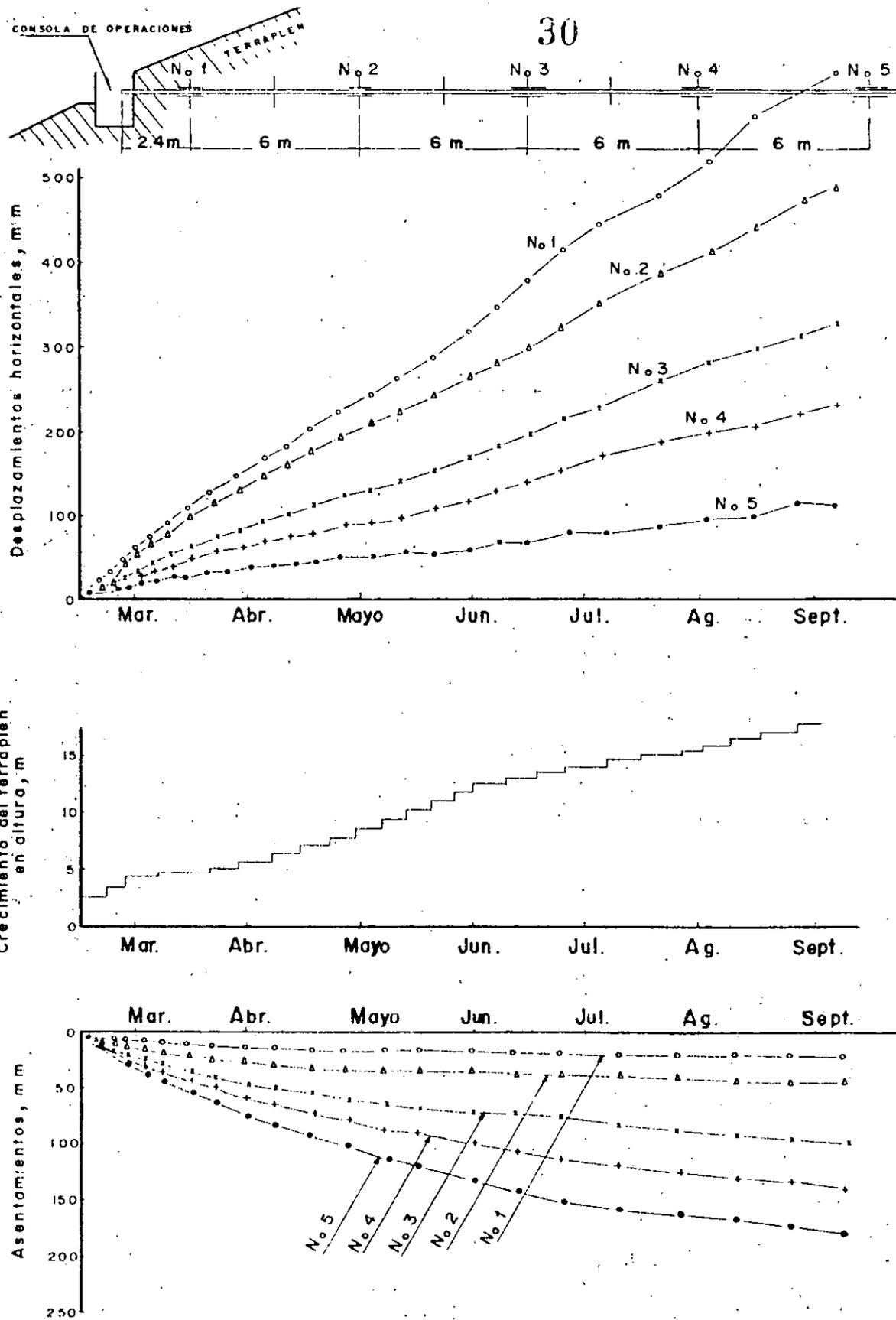
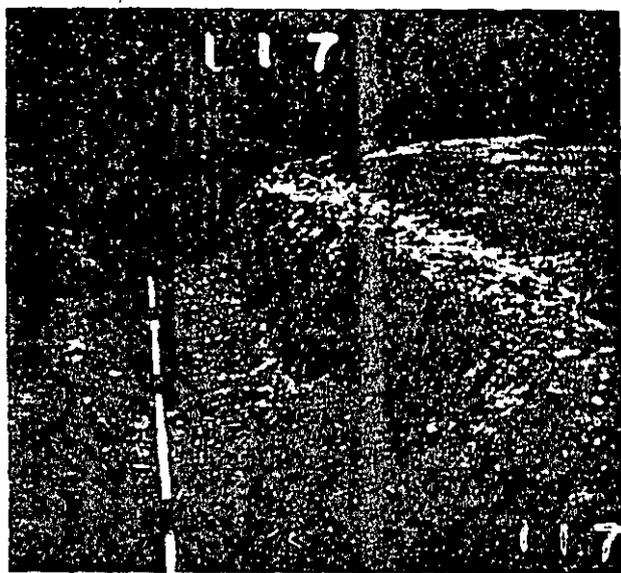


Figura XIII-26. Tipo de información obtenible con un dispositivo de medición de movimientos horizontales y verticales dentro de un terraplén.



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 forma 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 corresponde 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 tersado, 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;

32

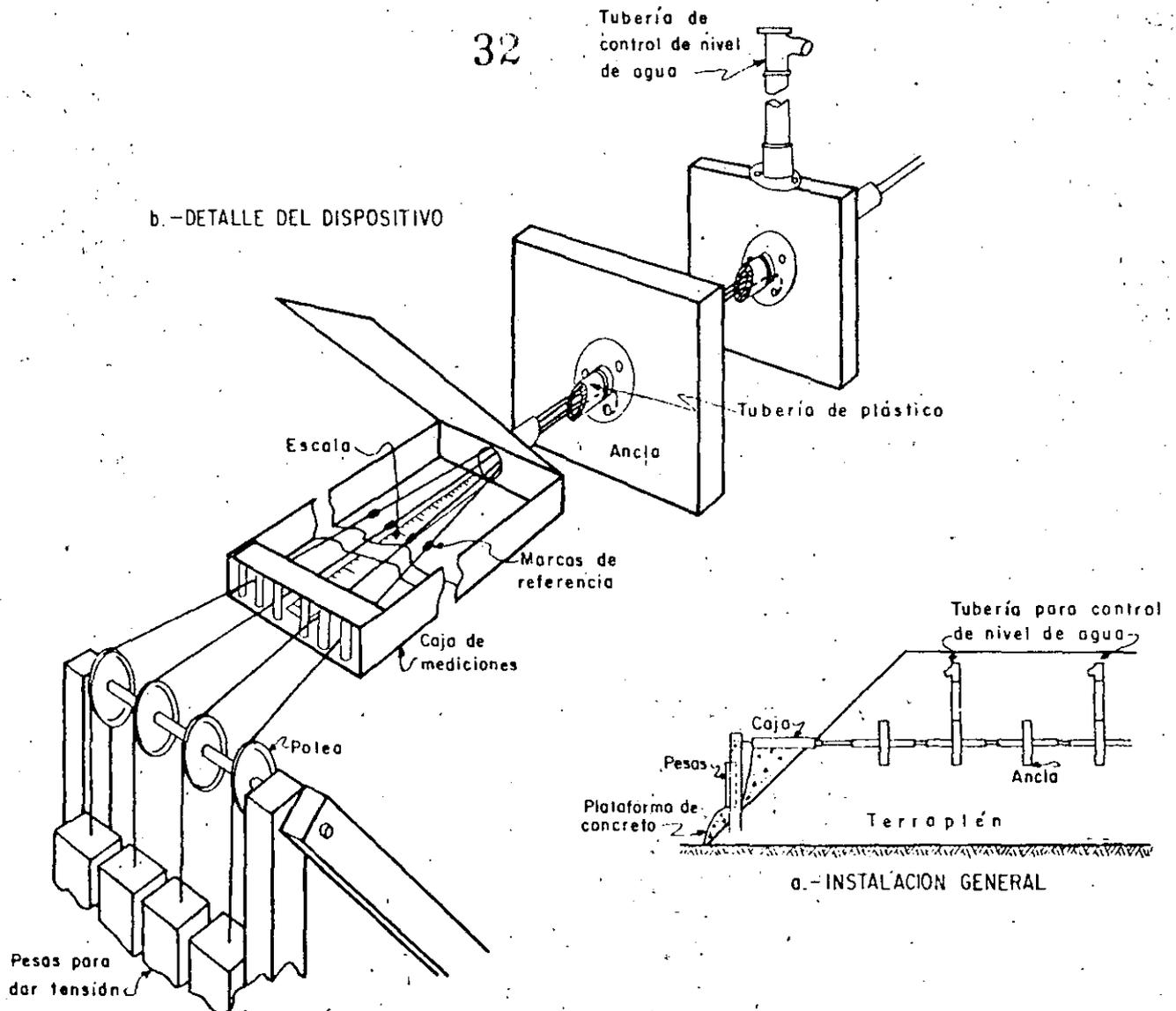
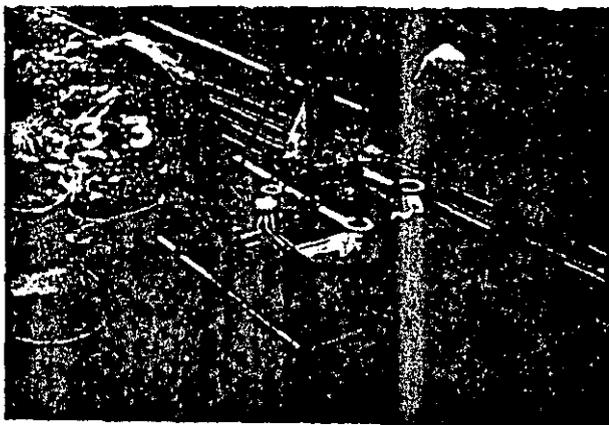


Figura XIII-27. Dispositivo para medir movimientos verticales y horizontales en un terraplén. Técnica Californiana (Ref. 32).

el uso de estos dispositivos se concibe más bien ligado a problemas de excavación de túneles, cuando se de-

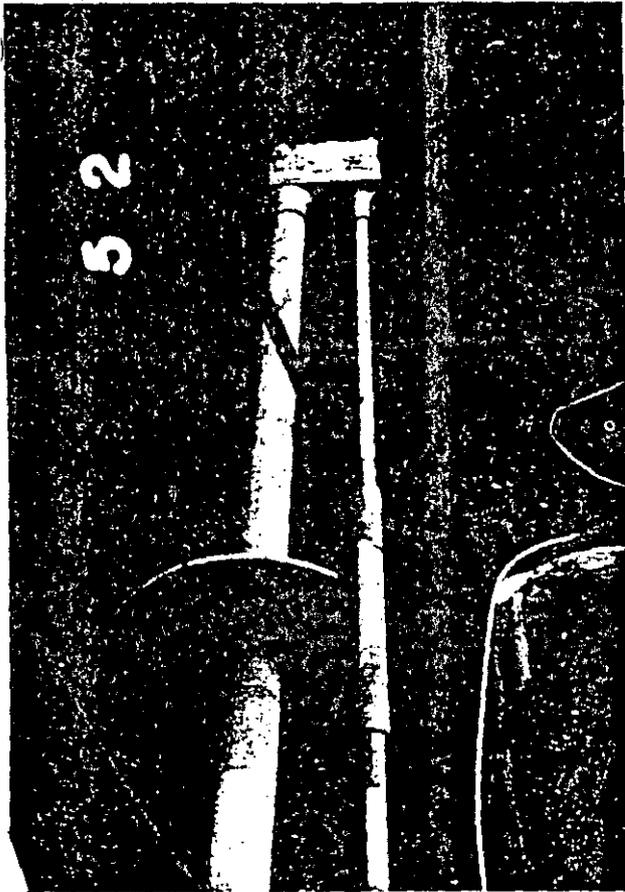


Instalación de deformímetros horizontales.

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-



Deformímetro horizontal.

mente la posición relativa de las anclas y la nueva posición se determina introduciendo por el tubo una sonda especial que contiene un detector de metales. Debe señalarse que las anclas son metálicas y los únicos elementos de tal material en todo el aparato.

D. Medición de presiones en el agua

Al igual que en el caso de los terraplenes construidos sobre suelos blandos, las presiones en el agua se miden con piezómetros en todos los problemas de instrumentación conectados con análisis de estabilidad de laderas naturales y taludes.

Los tipos de aparatos y el principio de su funcionamiento son también análogos a los descritos anteriormente en este mismo capítulo, pero su utilización en los problemas que ahora se analizan presenta algunas peculiaridades sobre las que conviene hacer algunos comentarios.

En primer lugar, es en estos casos menos frecuente que los piezómetros hayan de estar sujetos a la acción de aguas contaminadas o salobres, de lo que lo es en los aparatos instalados en suelos blandos, que frecuentemente aparecen en zonas de aguas estancadas, pantanos, esteros y otras similares. Lo anterior permite el uso de aparatos con partes metálicas y un relativo

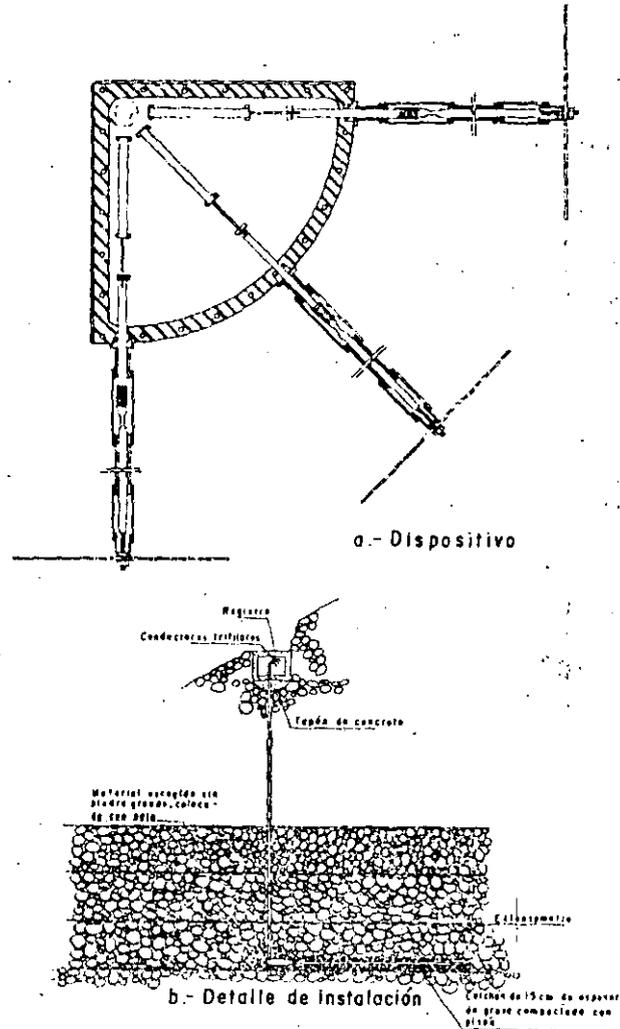
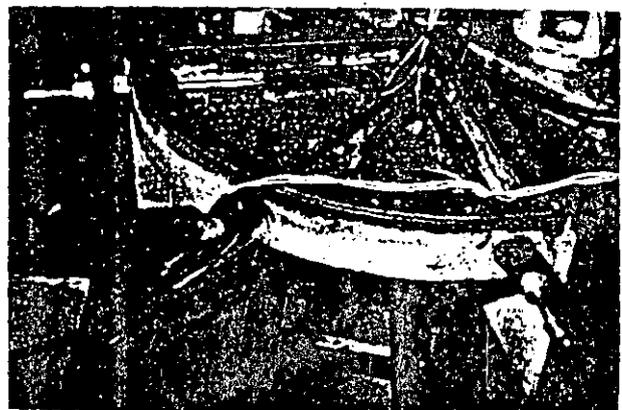


Figura XIII-28. Extensómetro horizontal, instalado en la presa de Infiernillo (Ref. 25).

menor cuidado en relación a los problemas de corrosión.

Por otra parte, su uso en grandes terraplenes implica peligros tanto para la unidad medidora, como



Extensómetro horizontal empleado en la presa del Infiernillo.

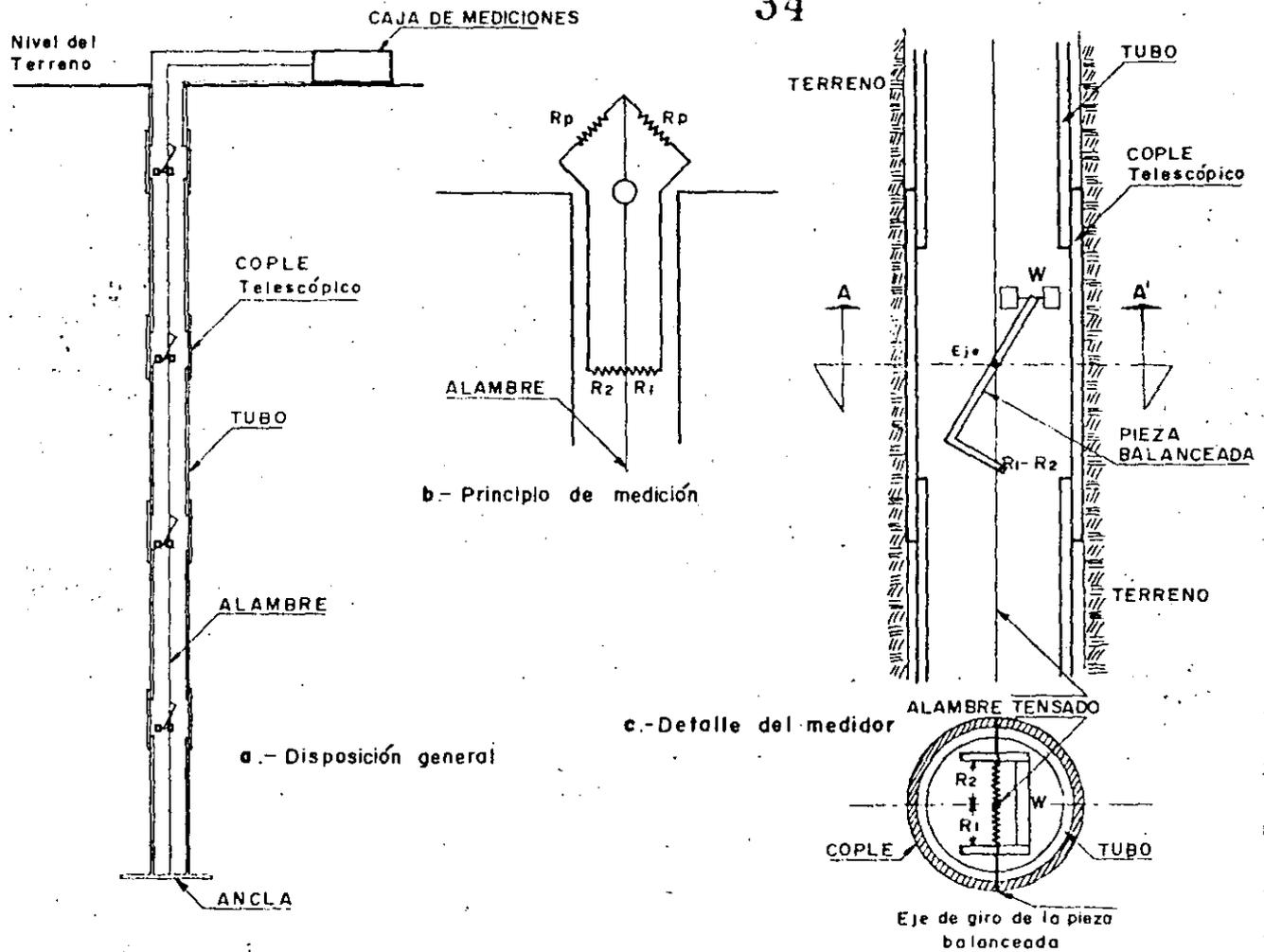
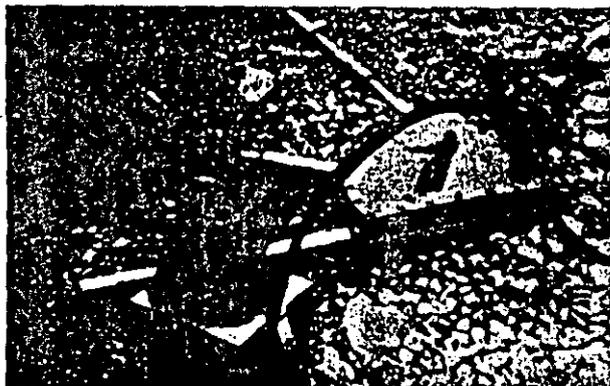


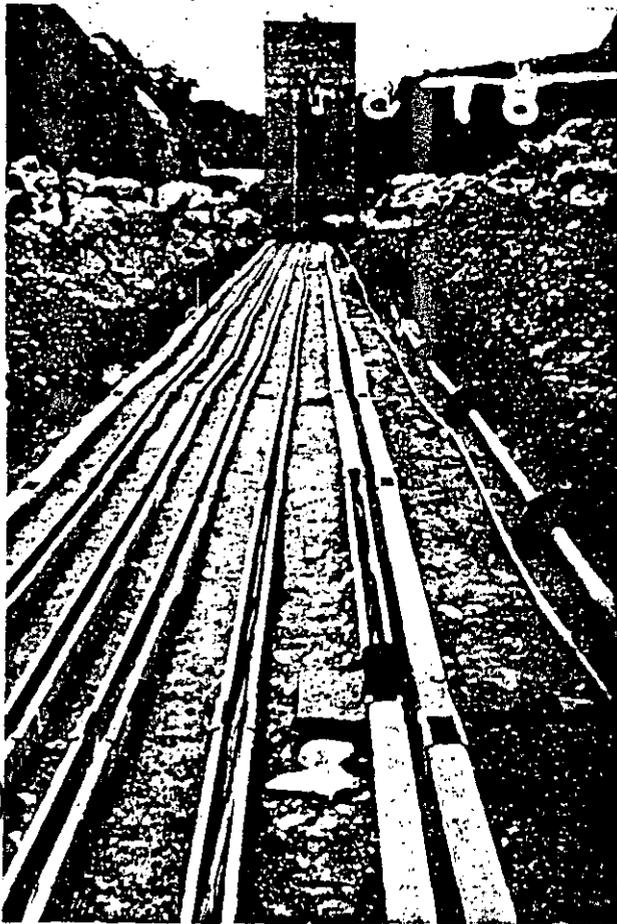
Figura XIII-29. Deformómetro transversal.

sobre todo, para la tubería hacia el exterior, por la posibilidad de ruptura o estrangulamiento causados por piedras contenidas en el suelo. Al igual que en todos los piezómetros, se tiene en los instalados en terraplenes y laderas el riesgo de que burbujas de aire atrapado bloqueen los tubos o las cámaras dentro de la unidad de registro; también se presenta en estos aparatos el problema del tiempo de reacción que se

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 y resistencia de los aparatos, cuando el problema de los tiempos de retardamiento no es importante; la interpretación de las lecturas en suelos parcialmente saturados puede ser difícil. En terraplenes susceptibles de sufrir asentamientos se instalan ventajosamente en el interior de ademes telescópicos y en casos

de uso en materiales peligrosos, la tubería puede ser metálica y tan resistente como sea de desear.

Los piezómetros neumáticos presentan las ya discutidas ventajas de requerir la movilización de volúmenes mínimos de agua, la facilidad de purgar sus líneas, el ser fáciles de operar y el ser de pequeño tamaño y fáciles de instalar.

Como comentario final, cabe decir que al instalar piezómetros en grandes terraplenes, con fines de conocer la evolución de sus condiciones de estabilidad, hay que afrontar la necesidad de que la instalación pueda ser mantenida por muy largo tiempo, por lo que deberán escogerse equipos seguros y confiables, que deberán colocarse de manera que queden a cubierto de todas las circunstancias adversas previsibles.

XIII-4 PROBLEMAS DE INSTALACION

Existe todo un conjunto de problemas comunes a todas las instalaciones instrumentales de la ingeniería, que conviene mencionar y comentar brevemente.

- Es muy frecuente que los instrumentos se entierran en el suelo y permanezcan en él durante mucho tiempo; numerosas veces bajo el nivel freático o sujetos a fluctuaciones del mismo. Lo anterior impone una condición severa y limita o frecuentemente excluye toda posibilidad de reparación o reemplazo.
- Muchas veces, los cambios más importantes y de mayor interés ocurren muy lentamente y difrazados 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 sujetos hombres y equipos, programando las medidas de protección adecuadas.
- Efectuar un análisis económico, definiendo si el costo de la instrumentación gravitará sobre la obra considerada o si puede repartirse entre varias, tomando en cuenta los beneficios cuantificables que directa o indirectamente vaya a reportar el programa de instrumentación.

La ejecución del programa de pruebas debe efectuarse tomando en cuenta, además de todos los anteriores, los siguientes puntos específicos:

- El especialista de Mecánica de Suelos, en combinación con el técnico en instrumentación deberán elaborar mentalmente uno o varios

modelos de comportamiento de la obra en estudio y del desarrollo probable de las pruebas en el tiempo, dejando la posibilidad de ir corrigiendo esas imágenes, a medida que la propia información obtenida lo vaya haciendo aconsejable.

- Deberá preverse la forma definitiva del reporte, incluyendo gráficas y tratamientos auxiliares.
- En general, convendrá tomar los datos con mayor frecuencia de lo que a primera vista parezca necesario, en previsión de que la obra muestre un comportamiento diferente del supuesto.
- Deberá tratarse de tomar en cuenta todos los fenómenos que interfieran o puedan llegar a interferir en las mediciones durante todo el tiempo de su desarrollo. La probabilidad de que ocurran fenómenos ajenos al interés de la prueba, pero que la influencien, nunca debe desecharse. La previsión de estos fenómenos permite separar los efectos de las interferencias, de aquellos cuya medición se busca. Este aislamiento de la información relevante respecto de la que pudiera presentarse como acompañamiento es una de las metas fundamentales de un buen programa de instrumentación.
- Deberá darse debida consideración a la posible pérdida de datos por desajustes de los instrumentos, no detectados en fases incipientes y tomar también en cuenta otros motivos de pérdida de información, como son los extravíos, las equivocaciones en la anotación o en la identificación, fallas en las conexiones, etcétera.
- Deberá estudiarse la forma de obtener la información general y relevante de la prueba, de manera que los datos de los distintos instrumentos y brigadas puedan correlacionarse correctamente. El anterior no es un problema de solución única. También deberá procurarse manejar datos comparables y simultáneos; no debe excluirse la posibilidad de conseguir la simultaneidad de datos por interpolación o extrapolación de otros no rigurosamente simultáneos.
- Es fundamental el cumplir la necesidad de inspeccionar constantemente los aparatos y las instalaciones, de darles mantenimiento y de efectuar calibraciones y reparaciones. Los tiempos necesarios para cumplir con todo lo anterior deberán considerarse siempre en los balances generales de todo el programa de instrumentación.
- La toma de datos debe hacerse más frecuente cuando se espera o se ha producido un cambio importante en las cargas, en la situación hidráulica o en las condiciones ambientales y

también cuando haya ocurrido un sismo o se espere la falla.

XIII-5 OTROS PROBLEMAS DE INSTRUMENTACION DE INTERES 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; caben sin embargo algunos comentarios adicionales sobre el tema.

Casi todas las celdas de presión que se han usado hasta el momento en problemas de empuje de tierras son de tres tipos. El primero puede ser ejemplifi-

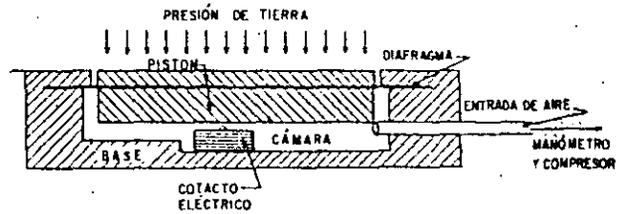


Figura XIII-30. Celda de Goldbeck (Ref. 1).

cado por la celda Goldbeck (Fig. XIII-30, Refs. 1 y 34).

La presión actúa contra un pistón que puede deformarse flexionando un diafragma; al ocurrir esto se establece un contacto eléctrico y se cierra un circuito, haciendo una lectura en algún medidor de paso de corriente que esté situado en el exterior. Existe un dispositivo que permite inyectar a una cámara en el interior de la celda aire comprimido y la presión de aire necesaria para contrabalancear la presión de tierra, rompiendo el contacto eléctrico e interrumpiendo el paso de la corriente, la cual se lee en un manómetro, se considera igual a la presión de tierra que actúa. La celda Goldbeck es históricamente uno de los primeros medidores de presión que fueron desarrollados y tiene varios inconvenientes prácticos, de los que quizá el más importante es el requerir el movimiento de regreso del pistón; la mayor parte de las celdas de este estilo se inutilizan al cabo de pocos años, seguramente a causa de la condensación de la humedad en la cámara de aire o por deterioro de los contactos eléctricos.

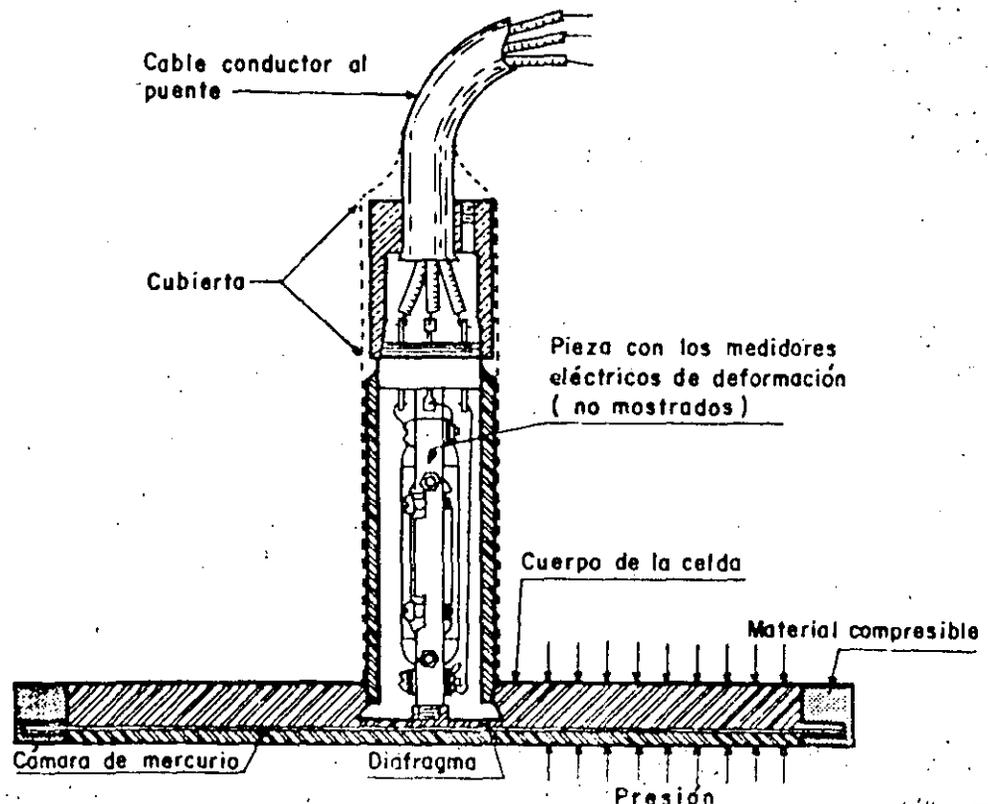


Figura XIII-31. La celda Carlson (Refs. 1 y 35).

La celda Carlson (Refs. 1, 35 y 36) se muestra esquemáticamente en la Fig. XIII-31. La presión de la tierra actúa sobre una cámara delgada llena de mercurio, el cual, a su vez, presiona un diafragma, con lo que se modifica la longitud de un vástago flexible en el que se alojan una serie de medidores eléctricos de deformación (Strain gauges) y se puede detectar un cambio de resistencia eléctrica en un puente situado en el exterior, en forma similar a la descrita en otras partes de este mismo Capítulo. Se requiere una calibración previa del aparato.

El Waterways Experiment Station, organismo norteamericano, ha desarrollado una celda similar a la Carlson, también de mucha utilización en los E. U. A., con los medidores eléctricos situados directamente sobre el diafragma, dos en la zona de tensión y dos en la de compresión del mismo.

En la celda Carlson se ha logrado actualmente reducir casi hasta ser imperceptibles los efectos de temperatura; esto se logra empleando capas de mercurio sumamente delgadas (de dos o tres centésimos de centímetro). Es un dispositivo de muy alta sensibilidad, resistente al manejo normal. En la celda W. E. S., se sustituye el mercurio frecuentemente por aceite. El punto más delicado de este tipo de celda es la soldadura entre los alambres de los medidores eléctricos y el diafragma y la posibilidad de falla más frecuente del dispositivo es que el material de dicha soldadura sufra alguna suerte de creep; este problema hace que algunos especialistas consideren el comportamiento a largo plazo de la celda Carlson más seguro que el de la W. E. S., pero en cambio esta última se estima menos sujeta a la influencia de cambios en la resistencia de los cables de conexión.

Además de los tres tipos anteriores, ya se dijo que pueden utilizarse en la medición de presión de tierras básicamente todos los tipos de celdas que han sido descritas en el inciso D del párrafo XIII-2 de este Capítulo.

Estos mismos tipos de celdas se utilizan para medir los esfuerzos transmitidos por las cargas rodantes, cuando se colocan embebidos en las distintas capas de los pavimentos.

Un punto delicado en la instalación de estos aparatos es la compactación del material del relleno o del terraplén a su alrededor, operación que obviamente tendrá que hacerse a mano, igualando muy exactamente las condiciones que prevalezcan en el resto del material, compactado convencionalmente; si alrededor del aparato se compacta menos el terreno se leerán presiones menores que las prevalecientes en el resto de la estructura y ocurrirá lo contrario si la compactación se excede. Otra fuente de problemas es que haya una diferencia importante entre la compresibilidad de la celda y la de la tierra que la rodea. También se han inutilizado muchos dispositivos por ruptura en los cables de conexión cuando ocurren movimientos en el relleno en relación a los cuales no se han tomado las debidas referencias.

B. Túneles

38

El proyecto y la construcción de túneles a través 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 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 suelos, 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 contenida en él son básicamente similares a muchos de los descritos en páginas anteriores de este capítulo. Los apa-

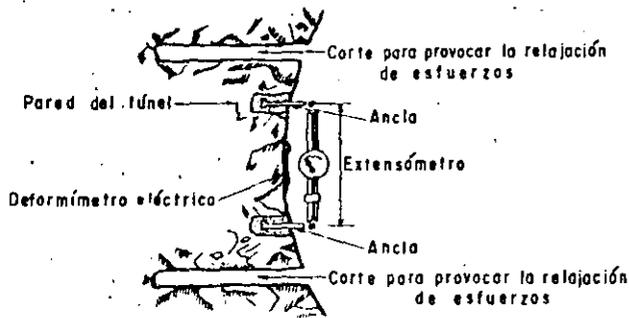


Figura XIII-32. Dispositivo para medir presiones en la superficie expuesta de un túnel (Ref. 48).

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-

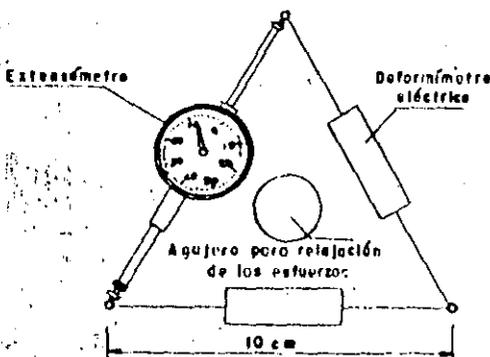


Figura XIII-33. Dispositivo para medir relajación de esfuerzos en torno a un agujero (Ref. 48).

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 incluir 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 suelos 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.

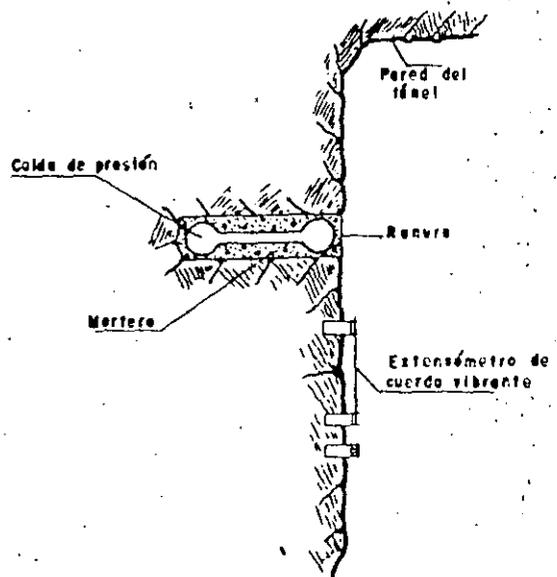


Figura XIII-34. Medición de presiones en la superficie expuesta de un túnel por el método de restauración de esfuerzos (Ref. 48).

Existen también instrumentos concebidos para medir los esfuerzos en el interior del material en que se excava el túnel; es decir, en puntos situados masa adentro 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 a los ya 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 desea 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-

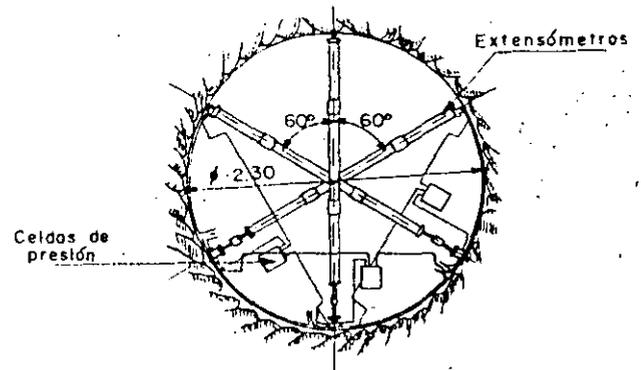


Figura XIII-35. Disposición radial de instrumentos para medir desplazamientos (Ref. 48).

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

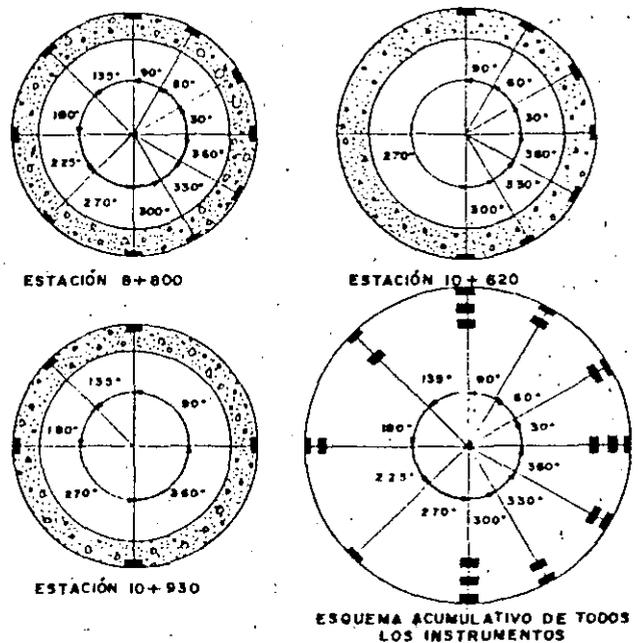


Figura XIII-36. Localización de celdas de presión en un túnel de sección circular (Ref. 48).

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 acufamientos 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 la 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 muy delgado (1.5 mm, aproximadamente) que se coloca en un ademe 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 una mayor o menor penetración del eje de hierro en su bobina y un correspondiente cambio en la impedancia del conjunto. Por calibración previa puede conocerse el desplazamiento relativo que corresponde a cada cambio de impedancia.

La Ref. 46 describe otro dispositivo similar con la ventaja de que en el suelo sólo han de colocarse dos pequeños discos, conectados por alambres a medidores dispuestos fuera, que detectan el cambio en la separación.

Ya se ha mencionado que en la actualidad existen celdas medidoras de presión de tamaño muy pequeño, que resultan muy apropiadas para el trabajo en el laboratorio. Casi todos los instrumentos de esta naturaleza hacen uso de medidores eléctricos de deformación (strain gauges), que se prestan para formar aparatos de muy pequeño tamaño.

La Ref. 47 describe una investigación con uso extensivo de instrumentación para medir esfuerzos y deformaciones, realizada en un modelo de una pila de un gran puente, con el objeto de verificar la seguridad de una cimentación en proyecto.

Anexo XIII-A

Caso Práctico

Con objeto de proceder a la estabilización de una ladera natural (Fig. XIII-A.1) cuyo movimiento afectaba la operación de un camino, y a fin de conocer el mecanismo cinemático del mismo, se recurrió a la medición de los movimientos horizontales y verticales del terreno, para lo cual se dispusieron tres líneas de puntos de control superficial y tres inclinómetros del tipo Slope-Indicator, alojados en un eje que se supuso coincidía aproximadamente con el eje de simetría del área en movimiento, con objeto de conocer la forma y profundidad de la superficie de deslizamiento.

Las líneas de puntos de control se eligieron una vez que se contó con el levantamiento topográfico detallado de la zona (Fig. XIII-A.1), alojando unos puntos fuera del área en movimiento, en cada extremo, que definieron una línea base, refiriéndose los movimientos de los puntos alojados sobre esa línea a la posición original.

La información obtenida de la perforación realizada para la instalación de los inclinómetros, así como los resultados de las mediciones efectuadas en ellos, se muestran en la Fig. XIII-A.2.

Con los datos de la instrumentación colocada, pudo elaborarse el perfil de suelos mostrado en la Fig. XIII-A.3, en la que se aprecia la superficie de falla sobre la 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.

NOTA: Este problema es cortesía del Ing. José A. Mendoza Márquez.

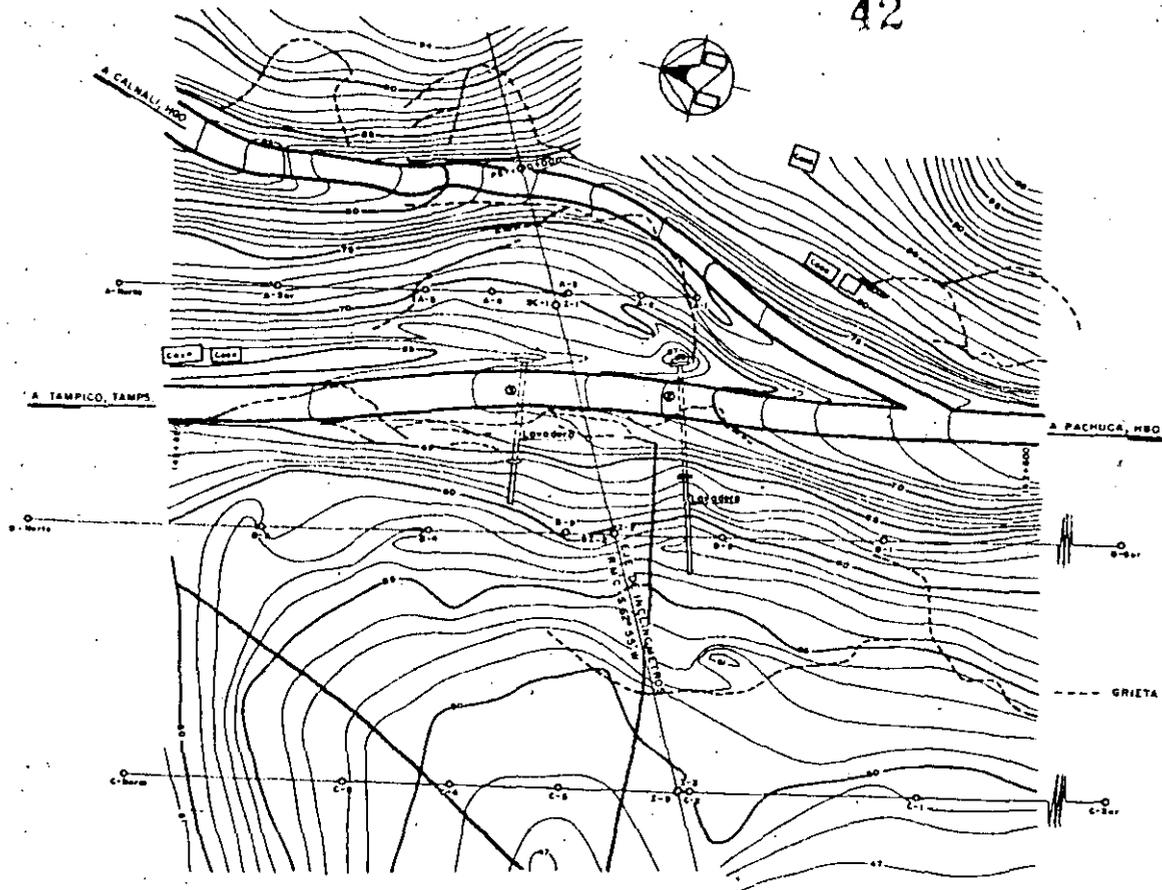


Figura XIII-A.1. Planta topográfica de la zona de deslizamiento.

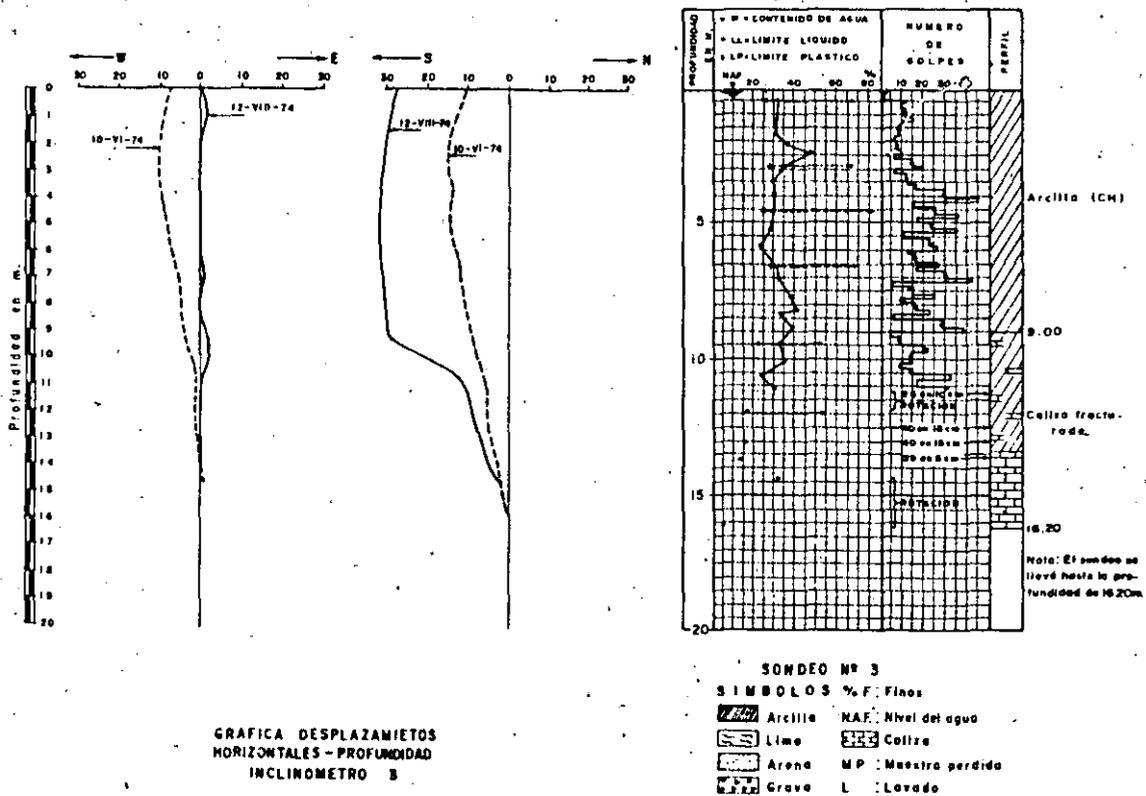


Figura XIII-A.2. Propiedades de los suelos y datos de inclinómetros.

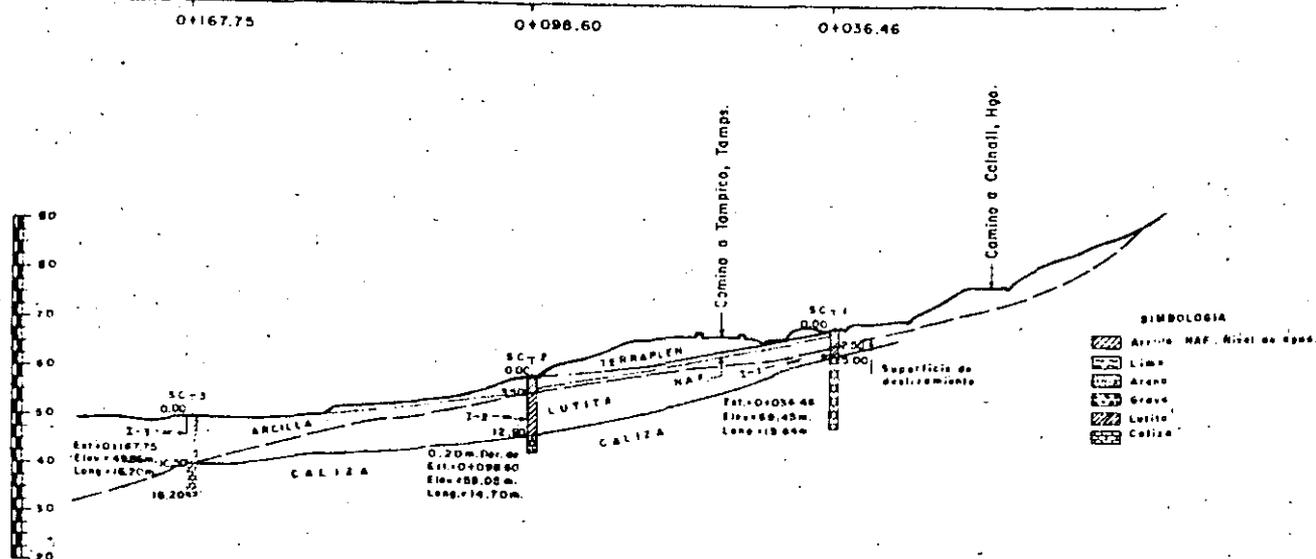


Figura XIII-A.3. Perfil del eje de inclinómetros.

REFERENCIAS

- Shannon, W. L., Wilson, S. D. y Meese, R. H. *Field Problems: Field Measurements*. Capítulo 13 del libro *Foundation Engineering*, editado por G. A. Leonards. McGraw Hill Book Co. 1962.
- Vargas, M. *Building Settlement Observations in Sao Paulo*. Memorias del II Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. IV. Rotterdam, 1948.
- Rico, A., Moreno, G. y Hernández, R. *Instrumentación de campo en carreteras*. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. México, 1969.
- Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Etude de Remblais sur Sols compressibles*. Cap. 6. Edit. Dunod. Paris, 1971.
- California Division of Highways. *Notes on Procedures, Testing Methods and Use of Materials for Highway Purposes*. Materials and Research Department. Sacramento, California, 1968.
- Terzaghi, K. *Settlement of Structures in Europe and Methods of Observations*. Trans. ASCE. Vol. 103. 1938.
- Berbowyer, R. F. *Subsidence Problem in the Long Beach Harbor District*. Proc. ASCE. Vol. 85. Nº WW2. 1959.
- Casagrande, A. *An Unsolved Problem of Embankment Stability on Soft Ground*. Memorias del I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1959.
- Rico, A., Moreno, G. y García G. *Test Embankments on Texcoco Lake*. Memorias del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
- Parsons, J. O. y Wilson, S. D. *Safe Loads on Dog - Leg Piles*. Trans. ASCE. Vol. 121. 1956.
- Rico, A. *Intervención en el panel de discusión de la División 3*. III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Vol. III. Caracas, Venezuela, 1967.
- Casagrande, A. *Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport*. Journal. Boston Society of Civil Engineers. Vol. 36. Nº 2. 1949.
- Casagrande, A. *Piezometers for Pore Pressure Measurements in Clay*. Notas para cátedra. Universidad de Harvard. 1958. Citada en la Ref. 1.
- Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Apéndice. Ed. Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
- Hvorslev, M. J. *Time Lag and Soil Permeability in Ground Water Observations*. Waterways Experiment Station, Bull. Nº 36. Vicksburg, Miss., 1951.
- Brooker, E. W. y Lindberg, D. A. *Field Measurement of Pore Pressure in High Plasticity Soils*. Proc. International Research Conference On Expansive Clay Soils. Universidad de Texas A. y M. 1965.
- Penman, A. D. M. *A Study of the Response Time of Various Types of Piezometers*. Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworths Ed. Londres, 1961.
- Highway Research Board. *H. R. Record Nº 453 (6 Artículos)*. Academia Nacional de Ciencias. Washington, D. C., 1973.
- Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. *Performance of El Infiernillo Dam*. Symposium on Stability and Performance of Slopes and Embankments. ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division. Berkeley, Cal., 1966.
- Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Remblais sur sols compressibles*. Boletín especial T. París, 1973.
- Rico, A., Springall, G. y Springall, J. *Deslizamientos en la autopista Tijuana-Ensenada*. Contribución de la Secretaría de Obras Públicas de México al VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
- 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. Sn. Juan Puerto Rico, 1971.
- Casagrande A. *Evaluation of Embankment Performance*. Conferencia presentada en A.S.C.E. Soil Mechanics and Foundations Division. Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, Cal., 1966.
- Wilson, S. D. *Investigation of Embankment Performance*. A.S.C.E. Soil Mechanics and Foundations Division. Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, Cal., 1966.
- Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. *Presa del Infiernillo. Observaciones durante el periodo de construcción y el primer llenado*. Publicación de la Comisión Federal de Electricidad. México, D. F., 1965.

26. Gamboa, J. y Benassini, A. *Behavior of Netzahualcoyotl Dam during Construction*. A.S.C.E. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
27. U. S. Bureau of Reclamation. *Earth Manual*. Denver, Col., 1960.
28. Bjerrum, L., Kenney, T. C. y Kjaernsli, B. *Measuring Instruments for Strutted Excavations*. A.S.C.E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 91. SM1. 1965.
29. Rouse, G. C., Richardson, J. T. y Misterek, D. L. *Measurements of Rock Deformations in Foundations for Mass Concrete Dams*. Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics. A.S.T.M. 1965.
30. Sainz Ortiz, I. *Zumpango Test Embankment*. A.S.C.E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
31. Kaufman, R. L. y Weaver, F. J. *Stability of Atchafalaya Levees*. A.S.C.E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
32. Howe, D. R. y Leech, I. R. *Movement within Large Fills*. Materials and Research Department. California Division of Highways. (Reporte provisional preparado bajo la dirección general de T. Smith.) Sacramento, Cal., 1966.
33. Bishop, A. W., Kennard, M. F. y Penman, A. D. M. *Pore Pressure Observations at Sisseton Dam*. Procs. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworth, Londres, 1961.
34. Goldbeck, A. T. y Smith, E. B. *An Apparatus for Determining Soil Pressures*. Proc. A.S.T.M. Vol. 16 N° 2. 1916.
35. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 4. Trans Tech. Publications. 1973.
36. Carlson, R. W. y Pirtz, D. *Development of a Device for the Direct Measurement of Compressive Stress*. Journal, American Concrete Institute. 1951.
37. Terzaghi, K. *A Liner Plate Tunnel on the Chicago Subway*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108. 1943.
38. Peck, R. B. *The Measurement of Earth Pressures on the Chicago Subway*. Bull. A.S.T.M. Agosto. 1941.
39. Peck, R. B. *Earth Pressure Measurements in Open Cuts, 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. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 6. Trans Tech. Publications. 1973.
42. Roscoe, K. H. *The Influence of Strains in Soil Mechanics*. Rankine Lecture. Geotechnique. Vol. 20. N° 2. 1970.
43. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 8. Trans Tech. Publications. 1973.
44. Carr, R. W. y Hanna, T. H. *Sand Movement Measurements near Anchor Plates*. Procs. A.S.C.E. Vol. 97. SM5. 1971.
45. Eggstad, A. *Deformation Measurements below a Model Footing on the Surface of Dry Sand*. Procs. European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1. Weisbaden. 1963.
46. Morgan, J. R. *Contribution to Discussion on Session 4*. Procs. Roscoe Memorial Symposium. Cambridge University, 1971. Citado en la Ref. 43.
47. Rico, A., Sosa, R., Quintero, M., Aztegui, E. y Rangel, M. *Puente "Mariano García Sela" (Metlac)*. Modelo físico de la cimentación de la pila No 2. Revista Ingeniería. Facultad de Ingeniería de la UNAM. 1970.
48. Szechy, K. *The Art of Tunneling*. Cap. 3. Akademiai Kiadó. Budapest, 1967.
49. Habib, P. *Determination du module d'élasticité des roches en place*. Annales de l'Institut B. T. P. Septiembre, 1950.
50. Terzaghi, K. *Shield Tunnels of the Chicago Subway*. Journal of the Boston Society of Civ. Eng. 1942.
51. Rico, A., Springall, G., Springall, J., Moreno, G. y Mendoza, J. A. *deslizamientos 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.



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

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

MANUAL PARA EL ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

J. M. DUNCAN

A. L. BUCHIGNANI

OCTUBRE, 1984

CONTENIDO

INTRODUCCION

Características y aspectos críticos de varios tipos de problemas de estabilidad de taludes .	2
- Rellenos no cohesivos contruidos sobre suelo firme o roca	2
- Rellenos cohesivos contruidos sobre suelo firme o roca	3
- Rellenos contruidos sobre suelo blando	7
- Taludes de excavaciones	15
- Taludes naturales	19
- Taludes en suelos que presentan problemas especiales	20
1. Arcillas firmes fisuradas y lutitas	20
2. Loess	21
3. Suelos residuales	22
4. Arcillas altamente sensitivas	22
Procedimientos para la investigación y el diseño de taludes	24
- Observaciones de campo	24
- Solución mediante cartas de estabilidad de taludes	25
- Análisis detallado	29
Estudios geológicos y procedimientos de investigación en el lugar	30
- Cartas de estabilidad de taludes	33
- Cartas para taludes en suelos con resistencia uniforme en todo el espesor del estrato y $\varphi = 0$.	33
- Cartas para taludes en suelos uniformes con $\beta > 0$	35
- Cartas para taludes infinitos	41
- Cartas para taludes en suelos con resistencia creciente con la profundidad y $\varphi = 0$.	44
Análisis detallado de estabilidad de taludes	56
- Método de momentos para suelos con $\varphi = 0$	56
- Método ordinario de dovelas o método de Fellenius para suelos con $\varphi = 0$ ó $\varphi > 0$.	56
- Método de la cuña para suelos con $\varphi = 0$ ó $\varphi > 0$	56

Factor de seguridad mínimo

- Localización del círculo crítico	85
- Localización del "mecanismo" de cuña crítica	89
- Fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad.	88
- Valores mínimos recomendados para el factor de seguridad.	89

Estabilización de taludes y de deslizamientos de tierras

93

Referencias

93

INTRODUCCION

El propósito de este manual es proporcionar una guía práctica y simple para los estudios de estabilidad de taludes.

Estos estudios comprenden:

- 1) Las características y aspectos críticos de varios tipos de problemas de estabilidad de taludes.
- 2) Estudios geológicos y procedimientos para la investigación en el sitio.
- 3) Métodos para el diseño de taludes, incluyendo observaciones de campo y experiencias, cartas de estabilidad de taludes y análisis detallado.
- 4) Factores de seguridad
- 5) Métodos para estabilizar taludes y deslizamientos

El objeto de este manual es presentar procedimientos de rutina simples, por lo que no incluye procedimientos de análisis avanzado, ni se refiere a problemas especiales tales como el diseño de presas o la estabilidad de taludes durante sismos. Se presentan referencias en la última página de este manual, donde podrá obtenerse información apropiada para casos que caigan fuera del alcance de este trabajo.

CARACTERISTICAS Y ASPECTOS CRITICOS DE VARIOS TIPOS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Rellenos no cohesivos construidos sobre suelo firme o roca

La estabilidad de un talud construido con gravas o arenas limpias y limos, depende (a) del ángulo de fricción interna del material, ϕ (b) del ángulo del talud, (c) del peso volumétrico del relleno y (d) de las presiones de poro. El mecanismo de falla crítico usualmente consiste en un desmoronamiento superficial o un deslizamiento somero que puede ser analizado usando un análisis simple de talud infinitamente largo.

Los valores de ϕ' para análisis de estabilidad pueden ser determinados mediante la prueba triaxial drenada, con la prueba de corte directo o por correlaciones con la granulometría, la densidad relativa y la forma de las partículas. La presión de poro debida a la filtración a través del relleno, reduce la estabilidad de los taludes, pero la presión estática del agua, con el mismo nivel dentro y fuera del talud, no influye en la estabilidad.

Los taludes en arenas finas, arenas limosas y limos son susceptibles a la erosión por escurrimiento superficial; para reducir la velocidad del agua y retardar la erosión pueden utilizarse escalonamientos, recubrimientos de piedra y forestación. Los taludes constituidos por material no cohesivo saturado son susceptibles a la licuación y deslizamientos por flujo durante sismos; los taludes secos están sujetos a asentamientos o desmoronamientos. Son necesarias densidades relativas de 75% o mayores para asegurar

la estabilidad sísmica bajo la mayor parte de las condiciones.

Rellenos cohesivos construidos sobre suelo firme o roca

La estabilidad de taludes construidos con suelos cohesivos como arcillas, arenas arcillosas y gravas arcillosas, depende de (a) la resistencia del relleno, representada por los parámetros c y ϕ ó c' y ϕ' , (b) el peso volumétrico del relleno, (c) la altura del relleno, (d) el ángulo del talud y (e) las presiones de poro.

El mecanismo crítico de falla es en general un deslizamiento sobre una superficie de falla profunda, tangente a la frontera superior de un estrato resistente.

Para rellenos construidos con suelos cohesivos de baja permeabilidad, puede ser necesario un análisis de la estabilidad para diferentes condiciones de presión de poro.

1. Condiciones a corto plazo o condiciones al término de la construcción

Estas condiciones pueden ser analizadas usando el criterio de esfuerzos totales, determinando la resistencia en pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada (UU ó Q) en especímenes compactados al mismo peso volumétrico y contenido de agua que en el campo.

Las presiones internas de poro no están consideradas explícitamente

en tales análisis; los efectos de las presiones de poro en las pruebas no drenadas se reflejan en los valores de los parámetros de resistencia c y ϕ . Las presiones de poro en suelos cohesivos compactados cargados bajo condiciones no drenadas, dependen principalmente del peso volumétrico, del contenido de agua y de los esfuerzos totales aplicados.

Si los especímenes de laboratorio están compactados al mismo peso volumétrico y contenido de agua de campo y cargados bajo condiciones no drenadas, las presiones de poro inducidas en el espécimen serán las mismas que las de corto plazo en el campo, en los puntos donde los esfuerzos totales sean los mismos. El uso de los parámetros de resistencia obtenidos mediante el criterio de esfuerzos totales, resulta por lo tanto adecuado para los efectos de presión de poro a corto plazo, en condiciones no drenadas.

La presión externa del agua tiene efectos estabilizantes en los taludes y podrá tomarse en cuenta tanto en los análisis con esfuerzos totales como con efectivos, en todo tipo de taludes.

2. Condiciones a largo plazo

Esta condición puede ser analizada usando el criterio de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia determinados en la prueba triaxial drenada (D ó S), en la prueba de corte directo o en la prueba triaxial

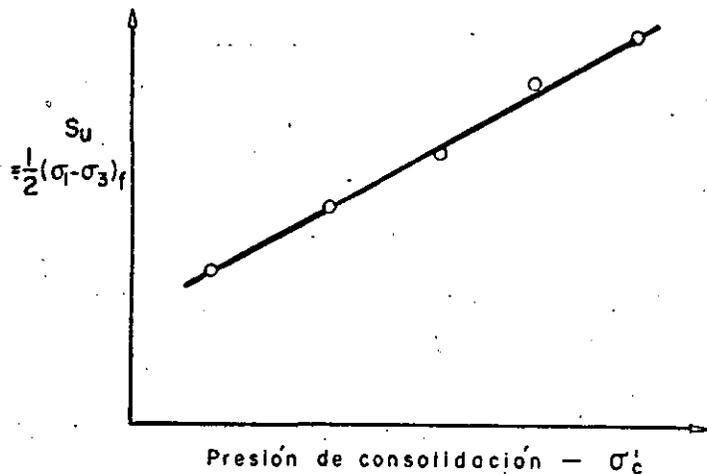


Fig. 1 VARIACION DE LA RESISTENCIA NO DRENADA CON LA PRESION DE CONSOLIDACION EN PRUEBAS CU

xial consolidada no drenada (CU ó R) con medición de presión de poro en especímenes compactados al peso volumétrico y contenido de agua de campo. Las resistencias medidas están relacionadas con los esfuerzos efectivos por medio de los parámetros de resistencia c' y ϕ' .

Las presiones de poro están gobernadas por las condiciones de filtración y pueden ser determinadas usando redes de flujo u otro tipo de análisis de filtración. La presión interna de poro y la presión externa del agua deberán ser incluidas en el análisis.

3. Condición de abatimiento rápido u otras condiciones donde el talud se consolida bajo una carga determinada y por tanto queda sujeto a un cambio rápido de carga con tiempo insuficiente para el drenaje.

Estas condiciones pueden ser analizadas usando el método de esfuerzos totales, con mediciones de resistencia en prueba de compresión triaxial consolidada no drenada (CU, ó R) en muestras compactadas al peso volumétrico y contenido de agua de campo.

Las resistencias no drenadas están relacionadas con las presiones de consolidación como se muestra en la Fig 1, sin usar valores de c y ϕ .

Los análisis de estabilidad se realizan determinando, para cada punto a través del cual pasa una superficie supuesta de falla, el esfuerzo efectivo antes del abatimiento o del cambio en la carga.

Este esfuerzo efectivo es la presión de consolidación, el cual determina la resistencia no drenada en el punto. La resistencia no drenada se obtiene del diagrama de resistencia. Cuando la resistencia no drenada ha sido determinada para cada punto a lo largo de la superficie supuesta de falla, la estabilidad se analiza mediante el método de esfuerzos totales (ver Lowe and Karafiath -1960- para una explicación más amplia del procedimiento).

Las presiones de poro no están consideradas explícitamente en el análisis. Los efectos de la presión de poro están representados por la relación entre la resistencia no drenada y la presión de consolidación.

Rellenos construidos sobre suelo blando

La estabilidad de un talud construido sobre suelos blandos depende de (a) la resistencia del relleno representada por los parámetros c y ϕ ó c' y ϕ' (b) el peso volumétrico del relleno, (c) la altura del relleno, (d) el ángulo del talud, (e) la resistencia del terreno de cimentación, representada por sus parámetros c ó c' y ϕ ó ϕ' y (f) las presiones de poro.

El mecanismo crítico de falla es usualmente un deslizamiento a lo largo de una superficie profunda tangente a la frontera superior de un estrato firme. Gran parte de la superficie de falla se encuentra dentro del terreno de cimentación, especialmente en casos donde el material blando se ex-

tiende a grandes profundidades, mismos en que la estabilidad del terrapién depende fundamentalmente de la resistencia del terreno de cimentación.

La estabilidad de terraplenos a corto plazo sobre subsuelos blandos es usualmente más crítica que su estabilidad a largo plazo, porque en este último caso el suelo de apoyo se consolidó bajo el peso del terrapién y aumentó su resistencia con el tiempo. Sin embargo, es necesario analizar la estabilidad para diferentes condiciones de presión de poro.

1. Condiciones a corto plazo o al término de la construcción

Si el relleno es arena o grava permeables la resistencia de éste podrá determinarse en términos de esfuerzos efectivos. Los valores de ϕ' que se usen en los análisis podrán determinarse a partir de la prueba triaxial drenada, de la prueba de corte directo o mediante correlaciones con la granulometría, la densidad relativa y la forma de las partículas. Las presiones de poro en un relleno permeable están gobernadas por las condiciones de filtración y pueden ser determinadas usando redes de flujo u otro tipo de análisis de filtración.

Si el relleno se construye con suelos cohesivos de baja permeabilidad, la resistencia del mismo para análisis a corto plazo deberá determinarse en términos de esfuerzos totales. La resistencia del material de relleno puede determinarse mediante la prueba de compresión triaxial no consolidada

no drenada ($UU'6Q$) en especímenes compactados al mismo peso volumétrico y contenido de agua del campo.

Los terrenos de cimentación constituidos por arcilla blanda, en general drenan tan lentamente que la disipación de la presión en el agua en exceso de la hidrostática es muy pequeña o nula durante la construcción. Para tales condiciones, la resistencia de la arcilla deberá determinarse en términos de esfuerzos totales con la prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada, en especímenes inalterados.

En condiciones no drenadas, la resistencia de arcillas saturadas puede expresarse como

$$s_u = c_u$$

$$\phi_u = 0$$

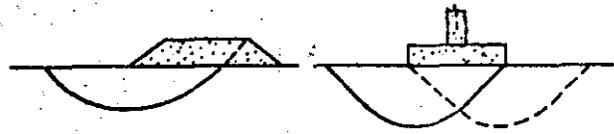
En donde s_u es la resistencia al corte no drenada, la cual es independiente de los esfuerzos normales totales; c_u es la cohesión no drenada, determinada en el diagrama de Mohr - Coulomb y ϕ_u es el ángulo de fricción interna en prueba no drenada.

En arcillas donde $\phi_u = 0$ el criterio de falla puede establecerse usando -- pruebas triaxiales no consolidadas, pruebas de compresión simple o pruebas de corte con veleta.

Los valores de resistencia medidos usando la veleta en el campo deberán -- ser corregidos por efectos de anisotropía y velocidad de deformación, -- usando el factor de corrección de Bjerrum, μ , de la Fig 2.

Los terrapienes sobre terrenos de cimentación blandos pueden fallar progresivamente debido a las diferencias en las características esfuerzo - deformación entre el terraplén y el terreno de cimentación. Las resistencias del terraplén y del terreno de cimentación deberán reducirse para prevenir los efectos de falla progresiva, usando los factores de reducción R_e y R_f mostrados en la Fig 3. El uso de los parámetros de resistencia reducidos por estos factores garantizará que ni el terraplén ni el terreno de cimentación -- queden sometidos a grandes esfuerzos que puedan dar lugar a la falla progresiva. Aún cuando se usen los factores de reducción de resistencia R_e y R_f , deberá emplearse un factor de seguridad mayor que la unidad, para cubrir la posibilidad de error en la medida de la resistencia al corte.

Las presiones internas de poro no están consideradas explícitamente en -- los análisis de esfuerzos totales, pero los efectos de la presión de poro en la prueba no drenada se reflejan en los valores de c y ϕ . Si los especímenes de laboratorio son representativos de los suelos en el campo, -- las presiones de poro en las probetas de laboratorio serán iguales a las -- existentes en el campo, en los puntos donde los esfuerzos totales son los mismos, y el uso de parámetros de resistencia determinados con el criterio de esfuerzos totales mediante pruebas no drenadas, resulta apropiado para



$$(S_u)_{\text{Campo}} = (S_u)_{\text{Veleta}} \cdot \mu$$

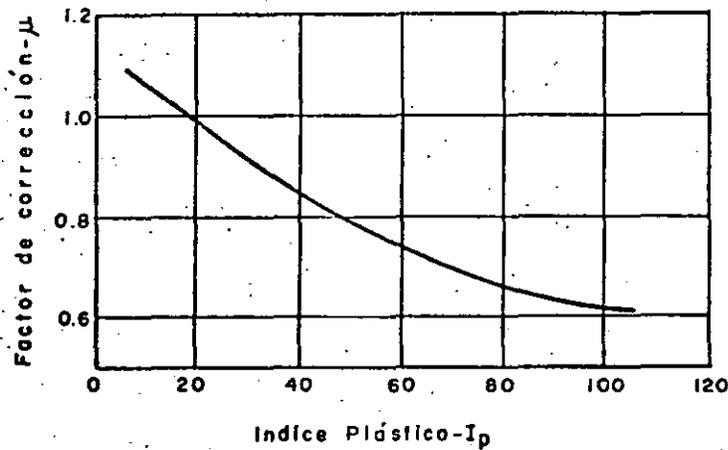


Fig. 2 FACTOR DE CORRECCION PARA RESISTENCIA CON VELETA (Bjerrum, 1973)

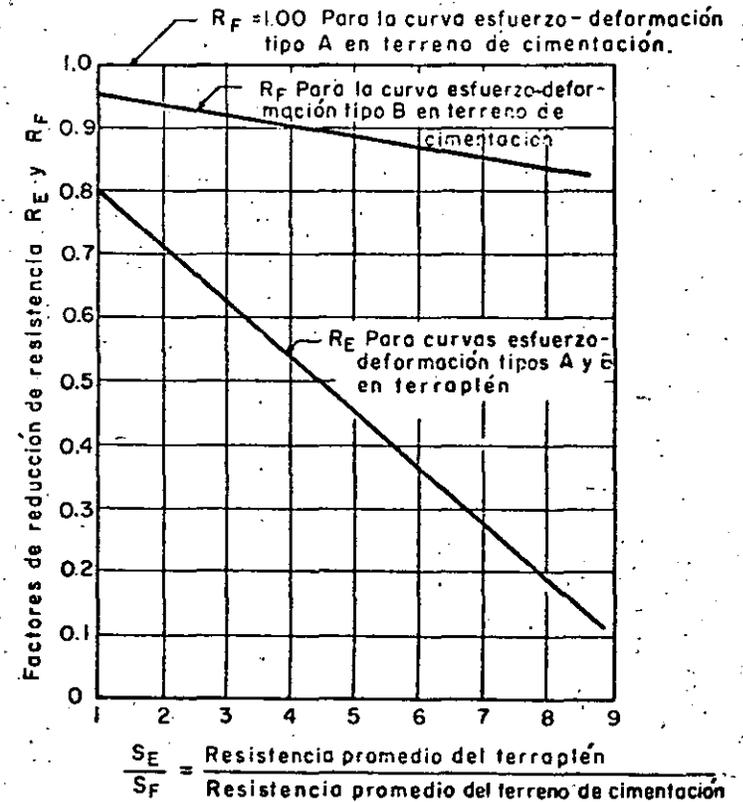
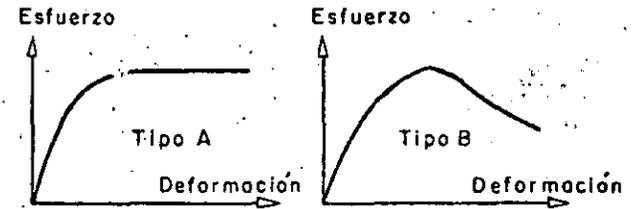


Fig. 3 FACTOR DE CORRECCION RE y RF PARA FALLA PROGRESIVA DE TERRAPLENES SOBRE ARCILLAS BLANDAS. (Chirapuntu y Duncan, 1975)

los efectos de presión de poro a corto plazo, en condiciones no drenadas.

Las presiones externas del agua deberán tomarse en cuenta en los análisis de estabilidad, ya sea que éstos hayan sido realizados en términos de esfuerzos totales o efectivos.

Si un terraplén de material cohesivo se construye con una altura mayor que cierta altura crítica, H_c , habrá tendencia a que se desarrollen tensiones en él y se agrietará. El valor aproximado de H_c puede ser determinado usando la Fig 4. Terraplenes construidos con altura mayor que la crítica, podrán analizarse suponiendo que el relleno está agrietado hasta una profundidad

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \tan(45^\circ + \phi/2)$$

en donde

H_c = profundidad de la grieta

c = cohesión del relleno del terraplén

ϕ = ángulo de fricción interna del terraplén

γ = peso volumétrico del terraplén

Si H_c excede la altura del terraplén, podrá suponerse que la grieta se extiende en toda la altura del relleno, pero no dentro del terreno de cimentación. En el análisis de estabilidad de terraplenes agrietados, podrá suponerse que las grietas se presentan en cualquier parte del terraplén y que cada superficie de falla analizada intersecta a una grieta. Se asignará una resistencia al corte igual a cero a la porción vertical de la superficie de

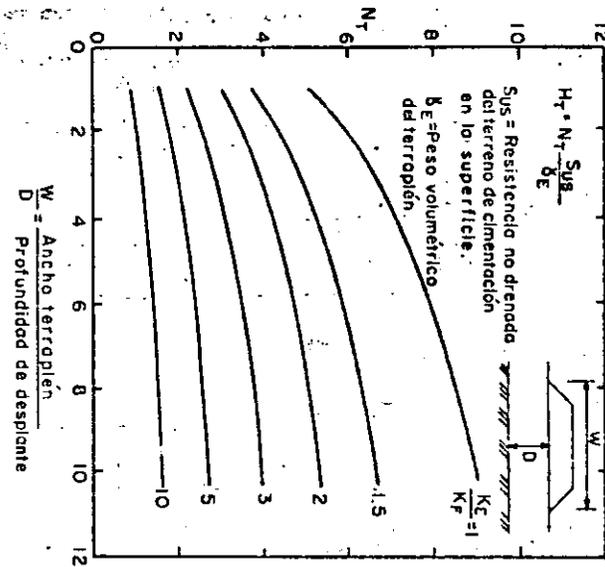
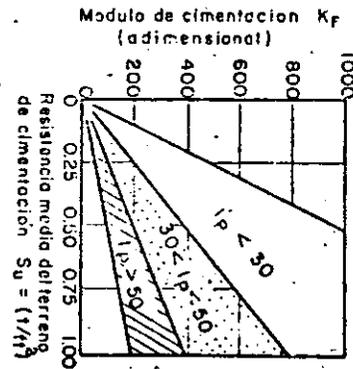


Fig. 4 CARTA PARA ESTIMAR H_t = ALTURA DEL TERRAPLEN A LA CUAL SE PRESENTARÁ EL AGRIETAMIENTO. (Chirapuntiu y Duncan, 1975)



Valores típicos de K_c para rellenos compactados.

Clasificación SUCS	Contenido de agua de compactación	Optimo - 5%	Optimo	Optimo + 5%
GC	300-1200	200-500		75-300
SP	400-1000	400-1000		400-1000
SM	300-750	300-750		300-750
SC	250-1000	150-600		50-250
ML	250-1000	150-600		50-250
CL	250-1000	100-400		30-200
CH	100-400	50-200		20-100

Los valores mostrados se aplican a materiales compactados del 90% al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba AASHO estándar. En general, los valores de K_c aumentan cuando aumenta el peso vol. seco para una humedad dada.

falla que coincide con la grieta.

2. Condiciones a largo plazo

Esta condición puede ser analizada usando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia tanto para el relleno como para el terreno de cimentación, determinados en prueba triaxial drenada (D ó S), mediante la prueba de corte directo o con la prueba triaxial consolidada no drenada (CU ó R) con medición de presión de poro. Los especímenes de prueba del suelo de cimentación deberán ser inalterados y las muestras del material del relleno se compactarán al peso volumétrico y contenido de agua de campo.

Las presiones de poro están gobernadas por las condiciones de filtración y pueden determinarse usando redes de flujo u otro tipo de análisis de filtración. Tanto las presiones internas de poro como las presiones externas del agua deberán incluirse en los análisis.

3. Condiciones de abatimiento rápido u otras condiciones donde el talud se consolida bajo una carga determinada y queda por tanto sujeto a un cambio rápido en la carga, con tiempo insuficiente para el drenaje.

Esta condición puede ser analizada usando métodos de esfuerzos totales, con resistencias tanto para el terraplén como para el terreno de cimentación medidas en prueba consolidada no drenada (CU ó R). La interpretación de la prueba y los procedimientos de análisis, son iguales a los descritos en relación con el análisis de terraplenes desplantados en suelo firme o roca.

Taludes de una excavación

La estabilidad en los taludes de una excavación depende de

- a) La resistencia del suelo donde se excavará el talud, representada por los parámetros c y ϕ ó c' y ϕ' , b) el peso volumétrico del suelo, c) la altura del talud, d) la inclinación del mismo y e) las presiones de poro.

El mecanismo crítico de falla es comúnmente una superficie profunda en suelos cohesivos homogéneos y un deslizamiento superficial o somero en suelos homogéneos no cohesivos. En taludes no homogéneos la superficie de falla crítica puede ser somera o profunda, dependiendo de las características de resistencia y de la estratigrafía.

La estabilidad a largo plazo de los taludes de una excavación en suelo cohesivo es usualmente más crítica que la estabilidad a corto plazo, ya que el suelo alrededor de la excavación se expande cuando se reducen los esfuerzos y pierde resistencia después de un cierto tiempo. Puede, sin embargo, ser necesario analizar la estabilidad de los taludes para diferentes condiciones de presión de poro.

1. Condiciones a corto plazo o al término de la construcción

Si el talud se excava total o parcialmente en arenas o gravas permeables, en las cuales no hay presiones de poro en exceso al término de la construcción, la resistencia deberá obtenerse en términos de esfuer

zos efectivos. Los valores de ϕ' para esos suelos deberán determinarse mediante la prueba triaxial drenada, la de corte directo o mediante correlaciones con la granulometría, la densidad relativa y la forma de las partículas. Las presiones de poro en estos suelos permeables estarán gobernadas por las condiciones de filtración, y pueden ser determinadas usando redes de flujo u otro tipo de análisis de filtración.

Si el talud se excava total o parcialmente en suelos cohesivos con permeabilidad baja, sus resistencias para los análisis a corto plazo deberán calcularse en términos de esfuerzos totales. La resistencia de estos suelos puede determinarse mediante la prueba de compresión triaxial no consolidada - no drenada (UU ó Q) en muestras intactas.

En condiciones no drenadas, la resistencia de arcillas saturadas puede expresarse como $s_u = c_u$, $\phi_u = 0$.

donde:

s_u = resistencia al corte no drenada, la cual es independiente de los esfuerzos normales totales.

c_u = cohesión no drenada, obtenida de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb.

ϕ_u = ángulo de fricción interna no drenado.

Las resistencias de las arcillas que se ajustan a este criterio de falla

de $\phi_u = 0$, pueden determinarse usando la prueba triaxial no consolidada - no drenada, la de compresión simple o en pruebas de corte con veleta. Los valores de resistencia medidos usando la prueba de campo con veleta deberán corregirse por efectos de anisotropía y velocidad de deformación, usando el factor de corrección de Bjerrum, μ , de la Fig 2.

Las presiones internas de poro no están consideradas explícitamente en tales análisis; los efectos de las presiones de poro en la prueba no drenada están reflejadas en los valores de c y ϕ . Las presiones de poro inducidas en muestras de laboratorio intactas, serán las mismas que las del campo en puntos donde los esfuerzos totales sean los mismos, y el uso de parámetros de resistencia de esfuerzos totales de pruebas no drenadas, por lo tanto, resulta apropiado para los efectos de presión de poro a corto plazo, en condiciones no drenadas.

Las presiones externas del agua deberán ser tomadas en cuenta en los análisis de estabilidad, ya sea que éstos se realicen en términos de esfuerzos totales o efectivos.

Condiciones a largo plazo

Estas condiciones pueden ser analizadas usando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia determinados mediante

la prueba triaxial drenada (D ó S), con la prueba de corte directo o con la prueba triaxial consolidada - no drenada (CU ó R), con medición de presión de poro, en muestras inalteradas.

Las presiones de poro están gobernadas por las condiciones de filtración y pueden ser determinadas usando redes de flujo u otro tipo de análisis de filtración. Tanto las presiones de poro internas como las presiones externas del agua, deberán incluirse en los análisis.

3. Condiciones de abatimiento rápido, u otras condiciones donde el talud se consolida bajo determinada condición de carga y queda así sujeto a un cambio rápido en la carga, con tiempo insuficiente para el drenaje.

Esta condición se puede analizar utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias determinadas en prueba consolidada - no drenada (CU ó R) en muestras inalteradas. La interpretación de la prueba y los procedimientos de análisis son iguales a los descritos en relación con los análisis de terraplenes sobre suelo firme o roca.

Taludes naturales

Si un talud natural se modifica por algún proceso de nivelación, puede ser necesario analizar su estabilidad para diferentes condiciones de presión de poro. Los rellenos sobre taludes naturales pueden ser tratados de acuerdo con los procedimientos ya descritos para taludes artificiales, y las excavaciones en taludes naturales pueden ser

analizados siguiendo los procedimientos descritos para los taludes de excavaciones.

Si un talud natural ha existido con las mismas condiciones por muchos años y ha llegado al equilibrio con las condiciones de filtración y agua subterránea prevaletientes, éste deberá analizarse mediante el criterio de esfuerzos efectivos. Las resistencias pueden determinarse usando la prueba triaxial drenada (D ó S), la prueba de corte directo o la prueba triaxial consolidada - no drenada (CU ó R) con lecturas de presión de poro. Las presiones de poro pueden medirse directamente en el campo o determinarse utilizando redes de flujo u otro tipo de análisis de filtración. Tanto la presión de poro interna, como la presión externa del agua, deberán incluirse en los análisis.

Taludes en suelos que presentan problemas especiales

Existen suelos que presentan problemas especiales o poco comunes con relación a la estabilidad de taludes naturales o producto de excavaciones. Estos suelos incluyen:

1) Arcilla firme fisurada y lutitas

La resistencia al corte de muchas arcillas firmes fisuradas y lutitas, puede reducirse considerablemente si se encuentran sujetas a desplazamientos por cortante mayores que los correspondientes a la resistencia pico. Hay evidencia de que en algunos de estos suelos esas

fallas de talud pueden ocurrir progresivamente y de que en un periodo largo de tiempo la resistencia al corte puede reducirse al valor residual (el mínimo valor que se alcanza únicamente con desplazamientos por cortante extremadamente grandes). En algunos casos, sin embargo, los taludes en estos tipos de suelo permanecen estables por muchas decenas o cientos de años con ángulos mayores que los que serían consistentes con la movilización de solamente la resistencia residual. La experiencia y la práctica locales son la mejor guía para un procedimiento de diseño apropiado en tales suelos.

2) Loess

Debido a que los depósitos de loess contienen redes de canales interconectados, formados por las raíces de las plantas que se han descompuesto, estos depósitos tienen una permeabilidad alta en la dirección vertical. A menos que se prevenga la infiltración vertical, la infiltración del agua en el suelo hacia abajo puede destruir los débiles nexos por cementación entre las partículas, causando una erosión rápida y la falla del talud. Los taludes en Loess son por lo tanto frecuentemente más estables cuando se dejan verticales para prevenir la infiltración. Pueden utilizarse escalonamientos para reducir el ángulo efectivo del talud. Las superficies horizontales en los escalones o en la corona y la base del talud, deben pavimentarse

se o vegetarse para prevenir la infiltración. La experiencia y la práctica locales son las mejores guías para el espaciado de los escalones y para la protección de tales taludes contra la infiltración y la erosión.

3) Suelos residuales

Dependiendo del tipo de roca y del clima, los suelos residuales en muchas zonas pueden presentar problemas especiales con relación a la estabilidad de taludes y a la erosión. Tales suelos pueden contener características claras de los rasgos estructurales de la roca madre o del proceso de intemperismo, y sus características pueden variar significativamente en distancias cortas. Bajo tales condiciones, la determinación en el laboratorio de los parámetros de diseño por corte puede llegar a ser difícil. Puede ser posible en tales casos determinar parámetros de diseño más representativos mediante el análisis de fallas de taludes ocurridas o utilizar procedimientos empíricos de diseño basados en la experiencia local, sin ningún análisis.

4) Arcillas altamente sensitivas

Algunas arcillas marinas exhiben una pérdida importante de resistencia cuando se alteran y pueden fluir como miel cuando están completamente remoldeadas. A causa de los efectos del remoldeo durante

el muestreo puede ser difícil medir resistencias representativas para tales suelos en pruebas de laboratorio. La experiencia local es la mejor guía para confiar en los valores de resistencia al corte obtenidos en el laboratorio para tales arcillas.

PROCEDIMIENTOS PARA LA INVESTIGACION Y DISEÑO DE TALUDES

Dependiendo del tipo de talud, del tiempo disponible y del empeño que pueda dedicarse a la investigación del sitio y al análisis, pueden utilizarse diferentes procedimientos de análisis para la investigación y diseño de taludes. Los tres procedimientos siguientes que se presentan en orden creciente de complejidad y costo, se usan con frecuencia:

1. El uso de sólo observaciones de campo y experiencia, sin sondeos, sin pruebas de laboratorio y sin cálculos de estabilidad de taludes.
2. El uso de cálculos de estabilidad de taludes, por medio de cartas, en combinación con observaciones de campo y un reducido número de sondeos y pruebas de laboratorio.
3. El uso de cálculos detallados de estabilidad de taludes en combinación con un programa de exploración de campo y pruebas de laboratorio.

Del uso de observaciones de campo, cartas de estabilidad de taludes y procedimientos de análisis detallado, se trata en la siguiente sección:

Observaciones de campo

El diseño de taludes se basa frecuentemente en la observación y el examen de los taludes existentes, cercanos al área en cuestión y en suelos similares al del problema. El uso de sólo la experiencia de campo impli

ca que no se dispone de datos de sondajes ni de pruebas de laboratorio. Este procedimiento es apropiado cuando los costos de perforación de sondajes y realización de pruebas de laboratorio son altos, comparados con los costos de reparación de un talud fallado.

El primer paso en el diseño de taludes se basa en observaciones de campo, la revisión de los mapas geológicos disponibles y el reconocimiento geológico del área.

En el reconocimiento geológico, se dedicará particular atención a la evidencia de filtraciones, a las características de la topografía existente y a las condiciones de la zona cercana a los taludes del terraplén o corte.

El agua que proviene del interior de la masa indica condiciones desfavorables en los taludes, y la existencia de un terreno ondulado o de huellas de antiguos deslizamientos, constituyen una clara evidencia de inestabilidad de la zona en el pasado. También deberá tomarse en cuenta el tipo de vegetación y las condiciones de la capa superficial del terreno.

La vegetación escasa o los árboles inclinados son a menudo indicadores de problemas de estabilidad de taludes.

Una carta de campo de taludes, como la que se muestra en la Fig 5, es una herramienta útil para el diseño de taludes basado en la experiencia. Este tipo de cartas resume los datos de campo para una formación geológica particular, de tal manera que la hace útil para el diseño de taludes

en esa formación. Para confeccionar tal tipo de cartas se hace un levantamiento de los deslizamientos existentes y de los taludes estables. Cada falla o talud estable se representará como un punto en la carta, graficando el ángulo del talud (o su cotangente) contra la altura del mismo. Cada punto se identifica como estable o inestable. Cuando el número de fallas es suficiente, como es el caso del área a la que corresponde la Fig 5, sólo es necesario incluir datos de los taludes inestables. Sin embargo, cuando el número de fallas es pequeño, es útil incluir datos de taludes estables, los cuales deberán ser representados con un símbolo diferente. Los datos de los taludes estables más altos y escarpados, ayudarán a definir los límites dentro de los cuales se puede esperar que los taludes permanezcan estables.

Comparando estos datos con la altura y el ángulo de un cierto talud, -- puede predecirse su estabilidad con base solamente en la experiencia. Por ejemplo, los datos que se muestran en la Fig 5 indican que dentro del área estudiada, todas las fallas ocurrieron en taludes con más de 20° de inclinación.

Soluciones con cartas de estabilidad

El análisis de taludes mediante cartas de estabilidad ha sido comúnmente usado para etapas preliminares de análisis. Sin embargo, ahora se --

dispone de cartas con las que es posible llevar a cabo análisis completos y precisos para varias condiciones. Las cartas que incluyen los efectos de sobrecarga, grietas de tensión, taludes sumergidos, filtración e incremento en la resistencia con la profundidad, permiten un rango amplio de variables a considerar en el diseño de un talud por este método. Usando las cartas de estabilidad de taludes, el factor de seguridad para un talud pueda ser calculado dentro de una aproximación de 15% en la mayoría de los casos; así, cuando no se dispone de muchos datos de las condiciones del lugar y de la resistencia del suelo, el cálculo con cartas de estabilidad proporciona resultados aceptables para el diseño. Las cartas de estabilidad de taludes son también muy usadas para cálculos de diseños preliminares, para comparar alternativas, las cuales pueden examinarse más profundamente, usando procedimientos detallados de análisis. La solución por cartas también proporciona una manera rápida de verificar los resultados de análisis detallados.

Un uso adicional de las cartas de estabilidad de taludes, es que permiten estimar los valores de resistencia de taludes fallados, lo cual ayuda en la planeación de las medidas correctivas. Esto puede hacerse suponiendo un factor de seguridad unitario para las condiciones en la falla y determinando la resistencia al corte. Debido a que la resistencia del suelo usualmente comprende tanto cohesión como fricción, no hay un solo valor de (c) y de (ϕ) que dé un factor de seguridad igual a la unidad;

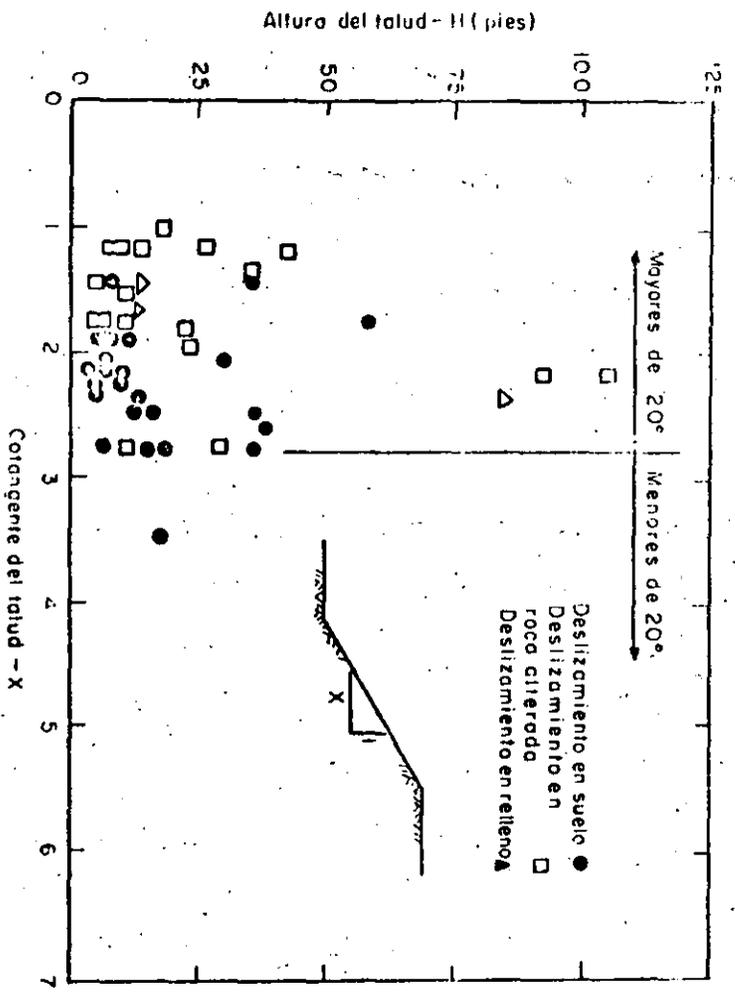


FIG. 5 EJEMPLO DEL METODO DE ESTIMACION DE LA ESTABILIDAD USANDO DATOS DE CAMPO.

por lo tanto, deberán calcularse varios pares de valores y elegir, con buen criterio, los más razonables. Si el material de la zona de deslizamiento es arcilla y la falla ocurre bajo condiciones no drenadas, puede obtenerse una solución única para la resistencia al corte, suponiendo $\phi = 0$ y determinando el valor de la cohesión.

Análisis detallados

Una investigación detallada de estabilidad de taludes, incluye un estudio geológico, observaciones de campo, sondeos, pruebas de laboratorio y cálculos detallados de estabilidad de taludes. El análisis puede realizarse con una computadora o mediante cálculos manuales, tal como se describe en secciones subsiguientes. Las cartas de estabilidad de taludes pueden usarse para estudios preliminares o para verificar los resultados de los análisis.

Puede utilizarse instrumentación de campo para observar el comportamiento de taludes existentes, la cual puede ser muy útil en combinación con investigaciones detalladas. Los datos provenientes de inclinómetros pueden ser útiles en la determinación de zonas potenciales de falla. La instrumentación puede también servir para observar los movimientos de un talud después de construido, como un procedimiento para verificar el diseño. Esto es especialmente útil en lugares en los que las condiciones del terreno son muy complejas.

ESTUDIOS GEOLOGICOS Y PROCEDIMIENTOS DE INVESTIGACION EN EL SITIO.

Los estudios geológicos de detalle y las investigaciones del sitio, se realizan para obtener la información requerida para el análisis de taludes nuevos y para planear los trabajos de corrección de deslizamientos. El primer paso en un programa de exploración de campo, es hacer un reconocimiento geológico, incluyendo la confección de mapas del área. Las notas de campo deberán registrarse en un plano topográfico de escala grande. En el reconocimiento deberá tomarse nota de la uniformidad de la topografía, filtraciones, huellas de deslizamientos existentes, árboles inclinados y de las condiciones de taludes cercanos. También deberá tomarse nota de la accesibilidad al sitio del equipo de exploración. La localización de los sondeos o sitios de prueba deberá ser planeada y marcada en el campo durante esta fase de la investigación.

Se deberá planear un número suficiente de sondeos, de tal manera que se obtengan datos detallados de la superficie y del subsuelo en toda el área en estudio. En algunas ocasiones, debido a la topografía accidentada, el acceso del equipo puede ser difícil y será necesario el empleo de equipo montado sobre neumáticos. Son preferibles las perforaciones de diámetro grande a las de diámetro pequeño, especialmente cuando se perfora en una zona de deslizamientos, ya que con frecuencia es posible localizar el plano de deslizamiento examinando los cortes de una perforación de diámetro

grande. Las zonas de corte o espejos de falla proporcionan evidencia de movimientos anteriores. Deberán tomarse muestras inalteradas a profundidades seleccionadas en las perforaciones y cuando se encuentre un cambio en el tipo de suelo. En el caso de un deslizamiento existente, deberán obtenerse muestras dentro de la zona de falla, si es posible. En algunos casos puede ser necesario que un geólogo entre a la perforación y examine los lados de ésta para tratar de detectar zonas de falla, evidencia de movimiento o filtraciones. En este caso, como una medida de seguridad, la perforación deberá ademarse. Las perforaciones deberán extenderse hasta una profundidad mayor que la del pie del talud y, si es posible, se extenderán hasta un estrato de suelo firme o un manto rocoso.

Para obtener información del nivel freático, deberá colocarse en las perforaciones ademe perforado y rellenarse con grava, de manera que puedan efectuarse mediciones a largo plazo de las fluctuaciones del agua subterránea. Pueden instalarse también piezómetros en lugares seleccionados, de manera que puedan hacerse mediciones de la presión de poro. En ocasiones, los piezómetros pueden ser instalados en perforaciones de prueba, después de haber terminado el muestreo.

Con base en el reconocimiento y en los datos obtenidos de las perforaciones de prueba, deberán dibujarse perfiles de la superficie y del subsuelo, que muestren las condiciones del suelo y los niveles del agua.

Los pesos volumétricos, los resultados de las pruebas de clasificación

los datos de resistencia obtenidos en el laboratorio, deberán incluirse en los perfiles.

CARTAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

La estabilidad de taludes puede analizarse rápidamente usando las cartas de estabilidad de las Figs. 6 a 11. Aunque las cartas son para taludes simples y condiciones de suelo uniforme, pueden usarse para obtener respuestas razonablemente acertadas para la mayoría de los problemas complejos, si los taludes irregulares se aproximan a taludes simples y se usan valores promedio del peso volumétrico, la cohesión y el ángulo de fricción.

Cartas para taludes en suelos con resistencia uniforme en toda la profundidad del estrato de suelo y $\phi = 0$.

La carta de estabilidad para taludes en suelos con resistencia al corte uniforme en toda la profundidad del estrato y con $\phi = 0$, se muestra en la Fig 6. Las cartas que proporcionan factores de corrección por sobrecarga en la corona del talud, condición de sumergido y grietas de tensión, se incluyen en las Figs 7 y 8.

Pasos para el uso de las cartas:

1. Mediante el uso de criterio, estimese la localización del círculo crítico. En suelos uniformes, el círculo crítico para taludes con inclinación menor de 53° se profundizará tanto como sea posible, y será tangente a la frontera superior de algún estrato firme. El centro del círculo se localiza sobre una línea que se extiende verticalmente hacia arriba, desde el punto medio del talud. Para taludes con incli-

nación mayor de 53° en suelos uniformes, el círculo crítico pasa -- por el pie del talud.

2. Usando como guía el círculo crítico estimado, obténgase el valor promedio de la resistencia, c . Esto puede hacerse calculando el promedio pesado de las resistencias a lo largo del arco de falla, usando el número de grados intersectados por cada estrato de suelo, como factor de peso. En la Fig 12 se presenta un ejemplo.
3. Calcúlese el factor de profundidad, d , con la fórmula

$$d = \frac{D}{H}$$

Donde

D = Distancia del pie del talud al punto más bajo del círculo de falla [L, unidades de longitud]

H = Altura del talud [L]

4. Calcúlese P_d usando la fórmula siguiente:

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

Donde

γ = Peso volumétrico total promedio del suelo [F/L^3 ; Fuerza/Longitud³]

H = Altura del talud [L]

q = Sobrecarga [F/L^2]

γ_w = Peso específico del agua $[F/L^3]$

H_w = Profundidad del agua fuera del talud $[L]$

H'_w = Profundidad del agua dentro del talud $[L]$

μ_q = Factor de corrección por sobrecarga (Fig 7, parte superior)

μ_w = Factor de corrección por inmersión (Fig 7, parte inferior)

μ_t = Factor de corrección por grietas de tensión (Fig 8)

Si no hay sobrecarga, $\mu_q = 1$; si el talud no está sumergido, $\mu_w = 1$ y si no hay grietas de tensión, $\mu_t = 1$.

5. Usando la carta de la parte superior de la Fig 6, determínese el valor del número de estabilidad, N_o , el cual depende del ángulo del talud, β , y del valor de d .

6. Calcúlese el factor de seguridad, F_s , con la fórmula

$$F_s = \frac{N_o c}{P_d}$$

Donde

N_o = Número de estabilidad

c = Resistencia al corte promedio $[F/L^2]$

7. Determínese la localización real del círculo crítico, usando la carta de la parte inferior de la Fig 6. El centro del círculo se localiza en las coordenadas X_o , Y_o . Para taludes con inclinación mayor de

53°, el círculo crítico pasa por el pie del talud. Para taludes con inclinación menor de 53°, el círculo crítico es tangente a la frontera superior del estrato de suelo firme o roca.

Si este círculo crítico es muy diferente del supuesto en el paso 1 con el propósito de determinar la resistencia promedio, deberán repetirse los pasos del 2 al 7.

8. Si un talud contiene más de un estrato de suelo, puede ser necesario calcular el factor de seguridad para círculos en más de una profundidad. Pueden utilizarse los siguientes criterios para determinar cuales posibilidades deberán examinarse.

- Si un estrato de suelo es más débil que el que le sobreyace, el círculo crítico será tangente a la base del estrato inferior.
- Si un estrato de suelo es más resistente que el de arriba, el círculo crítico puede ser tangente a la base ya sea del estrato superior o del inferior y deberán analizarse ambas posibilidades. Un caso de este tipo se muestra en la Fig 12.

Cartas para taludes en suelos uniformes con $\phi > 0$.

La carta de estabilidad para taludes en suelos con $\phi > 0$, se muestra en la Fig 9. Los factores de corrección por sobrecarga en la cresta del talud, por inmersión, por filtración y por grietas de tensión, se dan en las Figs. 7 y 8.

Pasos para el uso de las cartas.

1. Con uso de criterio, estímesese la posición del círculo crítico. Para la mayor parte de las condiciones de taludes simples en suelos uniformes con $\phi > 0$, el círculo crítico pasa por el pie del talud, de modo que los números de estabilidad de la Fig 9 han sido desarrollados analizando tales círculos.

Sin embargo, donde las condiciones no son uniformes y existe un estrato débil por abajo del pie del talud, un círculo que pase abajo del pie puede ser más crítico que uno que pase por éste. La carta que se muestra en la Fig 9 puede usarse para calcular el factor de seguridad en tales casos, supuesto que los valores de c y ϕ usados representan los valores promedio correctos para el círculo considerado.

Si hay un estrato blando sobre el pie del talud, un círculo que pase arriba del pie puede ser más crítico. Similarmente, si existe agua en la parte externa del pie del talud, un círculo que pase arriba del nivel del agua puede ser más crítico. Cuando se analizan estos tipos de círculos, el valor de H deberá tomarse igual a la distancia de la base del estrato débil o del nivel del agua a la cresta del talud.

2. Usando este círculo como guía, estímesese los valores medios de c y $\tan \phi$. Esto puede hacerse calculando el promedio pesado de los valores de c y $\tan \phi$ a lo largo del arco de falla, usando el número

de grados intersectados a lo largo del arco por cada estrato de suelo, como el factor de peso. Un ejemplo se muestra en la Fig 13.

3. Calcúlese P_d con la fórmula siguiente:

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

Donde

γ = Peso volumétrico promedio del suelo [F/L^3]

H = Altura del talud [L]

q = Sobrecarga [F/L^2]

γ_w = Peso volumétrico del agua [F/L^3]

H_w = Profundidad del agua fuera del talud [L]

μ_q = Factor de corrección por sobrecarga (Fig 7, parte superior)

μ_w = Factor de corrección por inmersión (Fig 7, parte inferior)

μ_t = Factor de corrección por grietas de tensión (Fig 8)

Si no hay sobrecarga, $\mu_q = 1$; si no hay inmersión, $\mu_w = 1$ y si no hay grietas de tensión, $\mu_t = 1$.

4. Calcúlese P_e con la fórmula

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_q \mu_w}$$

Donde

H'_w = Altura del agua dentro del talud [L]

μ'_w = Factor de corrección por filtración (Fig 7, abajo)

Los otros factores como se definieron previamente

Si la sobrecarga se aplica tan rápidamente que no hay tiempo suficiente para que el suelo se consolide bajo su acción, tómese $q = 0$ y $\mu'_q = 1$, en la fórmula para P_e . Si no hay sobrecarga, $\mu'_q = 1$ y si no hay filtración, $\mu'_w = 1$.

5. Calcúlese el parámetro adimensional $\lambda_{c\phi}$, mediante la fórmula

$$\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \tan \phi}{c}$$

Donde

$\tan \phi$ = valor promedio de $\tan \phi$

c = valor promedio de c [F/L^2]

Para $c = 0$, $\lambda_{c\phi}$ es infinito. En este caso, omítase el paso 6.

6. Usando la carta del lado izquierdo de la Fig 9, determínese el valor del número de estabilidad, N_{cf} , el cual depende del ángulo del talud, β , y del valor de $\lambda_{c\phi}$.

7. Calcúlese el factor de seguridad, F_s , con la fórmula

$$F_s = N_{cf} \frac{c}{P_d} \quad (\text{para } c > 0)$$

Para $c = 0$, $\lambda_{c\phi}$ es infinito y el factor de seguridad se calcula me-

dante la fórmula

$$F_s = \frac{P_e}{P_d} b \tan \phi \quad (\text{para } c = 0)$$

Donde

b = Relación de talud = $\cot \beta$

y los otros factores como se definieron antes

8. Determínese la posición real del círculo crítico usando la carta del lado derecho de la Fig 9. El centro del círculo se localiza en X_o , Y_o y el círculo pasa por el pie del talud. Una excepción es el caso en el que un estrato débil bajo el pie hace que un círculo que pasa bajo el pie sea más crítico, como se explicó en relación con el paso 1. En este caso el círculo crítico es tangente a la base del estrato débil. Una segunda excepción es para $\lambda_{c\phi} = \infty$, en cuyo caso un deslizamiento somero o superficial es el mecanismo crítico de falla.

Si el círculo crítico es muy diferente del supuesto en el paso 1 para determinar la resistencia promedio, deberán repetirse los pasos 2 a 8.

9. Si un talud contiene más de un estrato de suelo, puede ser necesario calcular el factor de seguridad para círculos en más de una profundidad. Pueden utilizarse los siguientes criterios para determinar qué posibilidades deberán examinarse.

- Si un estrato de suelo es más débil que el estrato superior, el círcu-

dante la fórmula

$$F_s = \frac{P_o}{P_d} b \tan \phi \quad (\text{para } c = 0)$$

Donde

$b =$ Relación de talud $= \cot \beta$

y los otros factores como se definieron antes

8. Determinese la posición real del círculo crítico usando la carta del lado derecho de la Fig 9. El centro del círculo se localiza en X_o , Y_o y el círculo pasa por el pie del talud. Una excepción es el caso en el que un estrato débil bajo el pie hace que un círculo que pasa bajo el pie sea más crítico, como se explicó en relación con el paso 1. En ese caso el círculo crítico es tangente a la base del estrato débil. Una segunda excepción es para $\lambda_{cp} = \infty$, en cuyo caso un deslizamiento somero o superficial es el mecanismo crítico de falla.

Si el círculo crítico es muy diferente del supuesto en el paso 1 para determinar la resistencia promedio, deberán repetirse los pasos 2 a 8.

9. Si un talud contiene más de un estrato de suelo, puede ser necesario calcular el factor de seguridad para círculos en más de una profundidad. Pueden utilizarse los siguientes criterios para determinar qué posibilidades deberán examinarse.

- Si un estrato de suelo es más débil que el estrato superior, el círculo

crítico puede o no extenderse dentro del estrato inferior, dependiendo de las resistencias relativas de los dos estratos. Deberán examinarse ambas posibilidades.

Cartas de estabilidad para taludes infinitos

Dos tipos de condiciones pueden ser analizadas con exactitud usando las cartas mostradas en la Fig 10, las cuales se basan en el análisis de taludes infinitos. Estas condiciones son:

1. Taludes en materiales no cohesivos, donde el mecanismo crítico de falla es un deslizamiento o un desmoronamiento superficial.
2. Taludes en suelos residuales, donde un estrato relativamente delgado de suelo sobreyace a un suelo más firme o roca y el mecanismo de falla crítico es un deslizamiento a lo largo de un plano paralelo al talud, en la parte superior del estrato firme.

Pasos para el uso de las cartas en los análisis con esfuerzos efectivos:

1. Determinese la relación de presión de poro, r_u , que se define mediante la fórmula.

$$r_u = \frac{u}{\gamma_H}$$

Donde

lo crítico puede o no extenderse dentro del estrato inferior, dependiendo de las resistencias relativas de los dos estratos. Deben examinarse ambas posibilidades.

Cartas de estabilidad para taludes infinitos

Dos tipos de condiciones pueden ser analizadas con exactitud usando las cartas mostradas en la Fig 10, las cuales se basan en el análisis de taludes infinitos. Estas condiciones son:

1. Taludes en materiales no cohesivos, donde el mecanismo crítico de falla es un deslizamiento o un desmoronamiento superficial.
2. Taludes en suelos residuales, donde un estrato relativamente delgado de suelo sobreyace a un suelo más firme o roca y el mecanismo de falla crítico es un deslizamiento a lo largo de un plano paralelo al talud, en la parte superior del estrato firme.

Pasos para el uso de las cartas en los análisis con esfuerzos efectivos:

1. Determinarse la relación de presión de poro, r_u , que se define mediante la fórmula.

$$r_u = \frac{u}{\gamma_H}$$

Donde

u = Presión de poro $[F/L^2]$

γ = Peso volumétrico total del suelo $[F/L^3]$

H = Profundidad correspondiente a la presión de poro, u , $[L]$

Para un talud existente, la presión de poro puede ser determinada de mediciones de campo, por medio de piezómetros instalados a la profundidad del deslizamiento.

Para filtración paralela al talud, la cual es una condición que se presenta con frecuencia, el valor de r_u puede calcularse usando la siguiente fórmula:

$$r_u = \frac{X}{T} \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta \quad (\text{para filtración paralela al talud})$$

Donde

X = Distancia de la profundidad de deslizamiento a la superficie de la filtración, medida en forma normal a la superficie del talud $[L]$.

T = Distancia de la profundidad de deslizamiento a la superficie del talud, medida en forma normal a la superficie del talud $[L]$

γ_w = Peso específico del agua $[F/L^3]$

γ = Peso volumétrico del suelo $[F/L^3]$

β = Angulo del talud

Para filtración que emerge del talud, la cual es más crítica que la filtración paralela al mismo, el valor de r_u puede calcularse usando la siguiente fórmula:

$$r_u = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma} \frac{1}{1 + \tan^2 \theta} \quad (\text{para filtración que emerge del talud})$$

Donde

θ = Angulo de filtración medido con respecto a la horizontal; los otros factores tienen el sentido ya indicado.

2. Determinense los valores de los parámetros adimensionales A y B, de las cartas en la parte inferior de la Fig 10.

3. Calcúlese el factor de seguridad, F_s , usando la fórmula

$$F_s = A \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + B \frac{c'}{\gamma H}$$

Donde

ϕ' = Angulo de fricción interna, en términos de esfuerzos efectivos

c' = Cohesión en términos de esfuerzos efectivos [F/L^2].

β = Angulo del talud

H = Profundidad de la masa deslizante, medida verticalmente [L]

Los otros factores ya han sido definidos anteriormente

Pasos para el uso de cartas para el análisis con esfuerzos totales:

1. Determinese el valor de B en la carta de la esquina inferior derecha de la Fig 10.

2. Calcúlese el factor de seguridad, F_s , con la fórmula

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} + B \frac{c}{\gamma H}$$

Donde

ϕ = Angulo de fricción interna, en términos de esfuerzos totales

c = Cohesión en términos de esfuerzos totales [F/L^2]

Los otros factores tienen el sentido ya definido

Un ejemplo del uso de cartas para taludes infinitos, se da en la Fig 14.

Cartas para taludes en suelos con resistencia creciente con la profundidad y $\phi = 0$.

La carta para taludes en suelos con resistencia creciente con la profundidad y $\phi = 0$, se muestra en la Fig 11.

Pasos para el uso de la carta:

1. Selecciónese la variación lineal de la resistencia con la profundidad que mejor coincida con los datos de resistencia medida. Extrapolése esta variación lineal hacia arriba para determinar H_0 , altura a la cual el perfil de resistencia interseca a cero, como se muestra en la Fig 11.

2. Calcúlese $M = \frac{H_0}{H}$, donde H = altura del talud

3. Determinese el número de estabilidad adimensional, N, de la carta de la esquina inferior derecha de la Fig 11.

4. Determinese el valor de la resistencia, c_b , en la base del talud

5. Calcúlese el factor de seguridad, F_s , con la fórmula

$$F_s = N \frac{c_b}{\gamma (H + H_0)}$$

Donde

γ = Peso volumétrico total del suelo para taludes no sumergidos, peso volumétrico sumergido o promedio pesado del peso volumétrico para taludes parcialmente sumergidos.

En la Fig 15 se da un ejemplo del uso de esta carta.

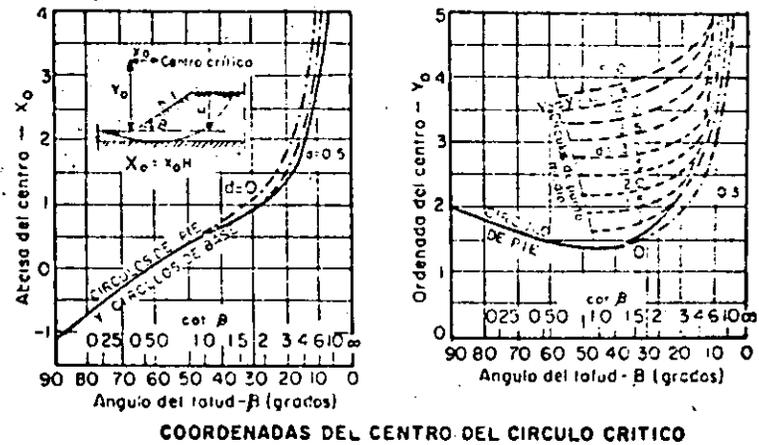
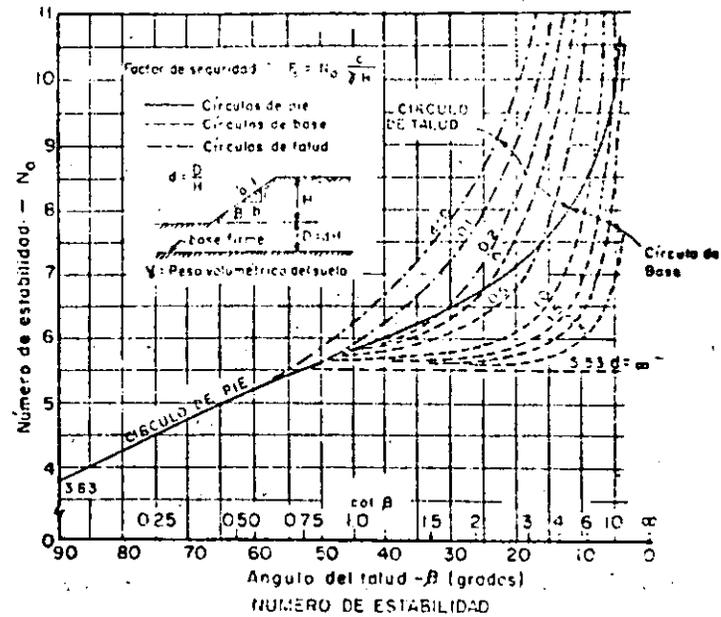
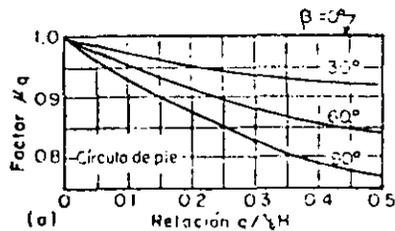
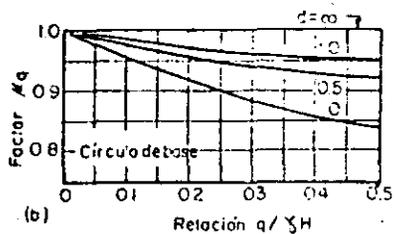


Fig. 6 CARTAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS CON $\phi = 0$
(Janbu, 1968)

FACTORES DE REDUCCION POR SOBRECARGA

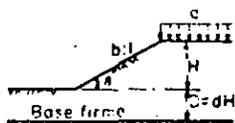


(a)



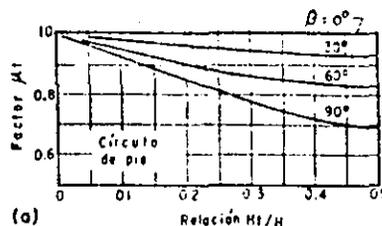
(b)

Diagrama clave

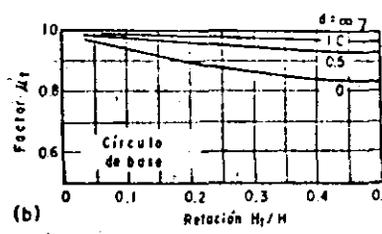


FACTOR DE REDUCCION POR GRIETAS DE TENSION

Sin presión hidrostática en las grietas

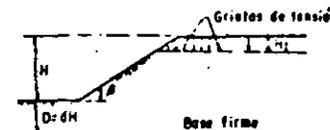


(a)

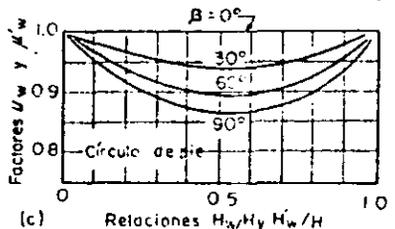


(b)

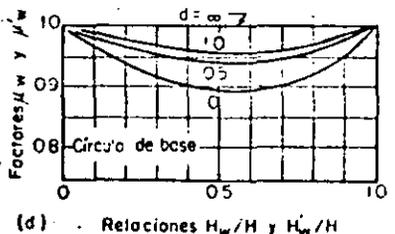
DIAGRAMA CLAVE



FACTORES DE REDUCCION POR INMERSION - (ψ_w) Y FILTRACION (ψ'_w)

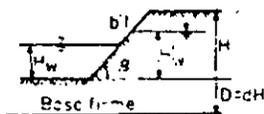
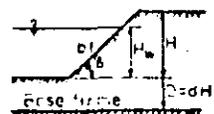


(c)



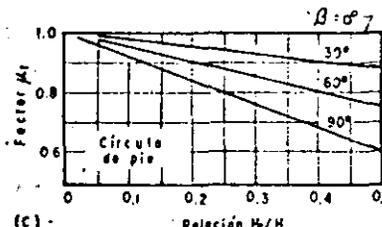
(d)

Diagramas clave

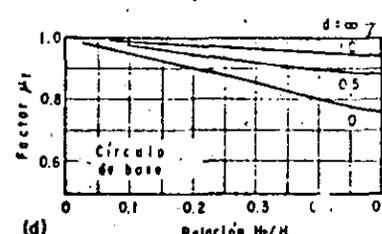


FACTOR DE REDUCCION POR GRIETAS DE TENSION

Con presión hidrostática en las grietas



(c)



(d)

DIAGRAMA CLAVE

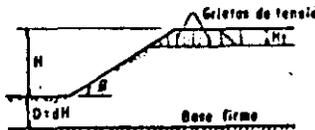


Fig 7 FACTORES DE REDUCCION PARA CARTAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS CON β=0 y β > 0

(Janbu, 1968)

Fig.8 FACTORES DE REDUCCION PARA CARTAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS CON β=0 y β > 0

(Janbu, 1968)

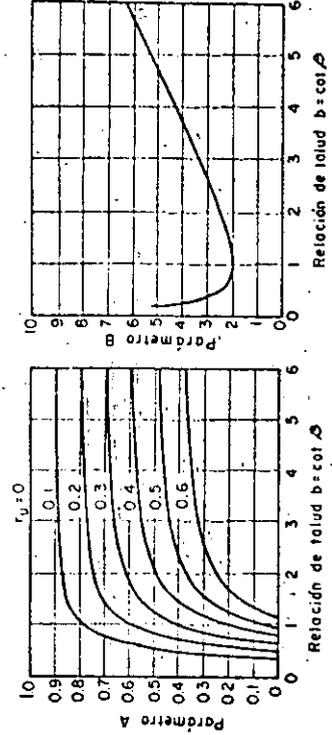
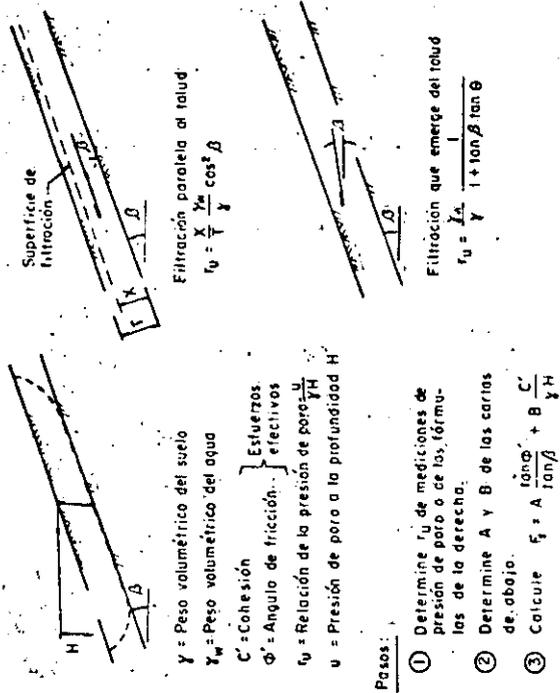
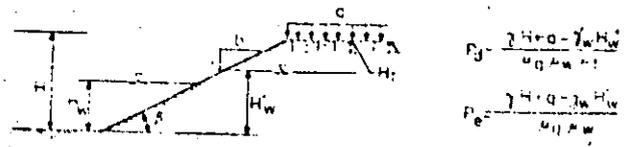
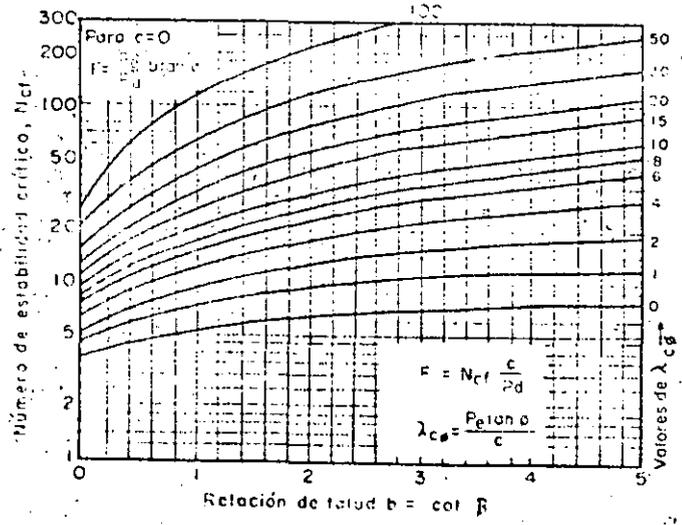
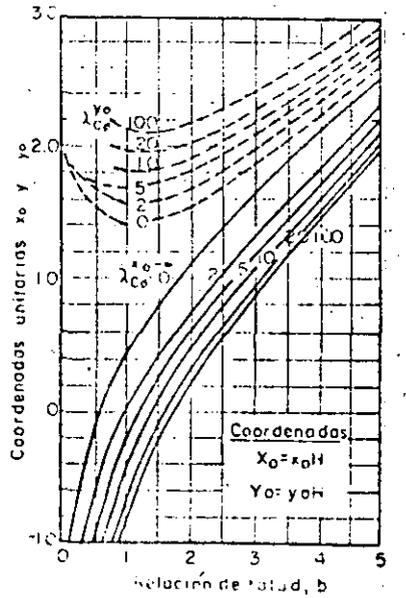


FIG. 10 CARTAS DE ESTABILIDAD PARA TALUDES INFINITOS.

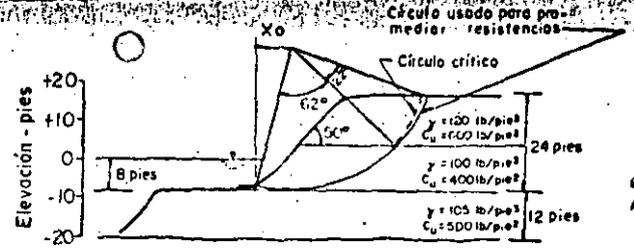
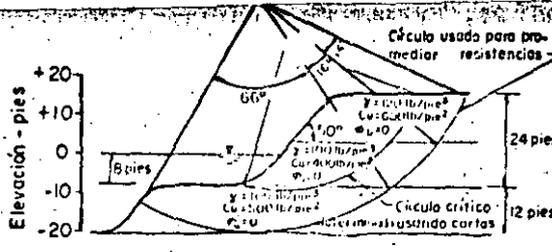


(En la fórmula para P_e tome $q=0$, $\lambda q=1$ para condiciones sin consolidación)

FIG. 9 CARTAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS CON $\phi > 0$



COORDENADAS DE CENTRO PARA EL CIRCULO CRITICO



$$C_{prom.} = \frac{(14)(600) + (16)(400) + (66)(500)}{96} = 498 \text{ lbs/pie}^2$$

$$\gamma_{prom.} = \frac{120 + 100 + 105}{3} = 108 \text{ lbs/pie}^3$$

$$d = \frac{12}{24} = 0.5 \quad H_w/H = \frac{8}{24} = 0.33$$

De la Fig. 7, $\mu_w = 0.95$ para $d=0.5$ y $H_w/H=0.33$

$$P_d = \frac{(108)(24) - (62.4)(8)}{(1)(0.95)(1)} = \frac{2592 - 499}{0.95} = 2203$$

De la Fig. 6, $N_o = 5.6$ para $d=0.5$ y $\beta=50^\circ$

$$F = \frac{(5.6)(498)}{2203} = 1.26$$

De la Fig. 6, $x_o = 0.35$, $Y_o = 1.5$, el círculo crítico pasa cerca del pie del talud

$$X_o = (0.35)(24) = 8.4 \text{ pies}, \quad Y_o = (1.5)(24) = 36 \text{ pies}$$

$$C_{prom.} = \frac{(22)(600) + (62)(400)}{84} = 452 \text{ lbs/pie}^2$$

$$\gamma_{prom.} = \frac{120 + 100}{2} = 110 \text{ lbs/pie}^3$$

$$d = 0 \quad H_w/H = \frac{8}{24} = 0.33$$

De la Fig. 7, $\mu_w = 0.93$ para $\beta=50^\circ$ y $H_w/H=0.33$

$$P_d = \frac{(110)(24) - (62.4)(8)}{(1)(0.93)(1)} = \frac{2640 - 499}{0.93} = 2302$$

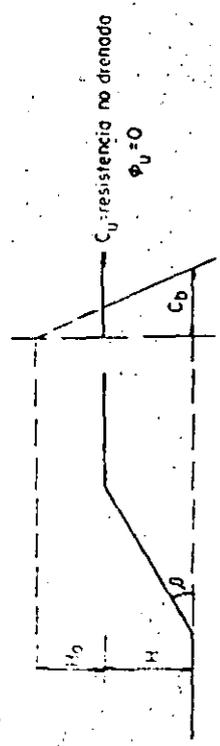
De la Fig. 6, $N_o = 5.8$ para $d=0$ y $\beta=50^\circ$

$$F = \frac{(5.8)(452)}{2302} = 1.14 \quad (\text{más crítico que el círculo tangente a la Elev. } -20 \text{ pies})$$

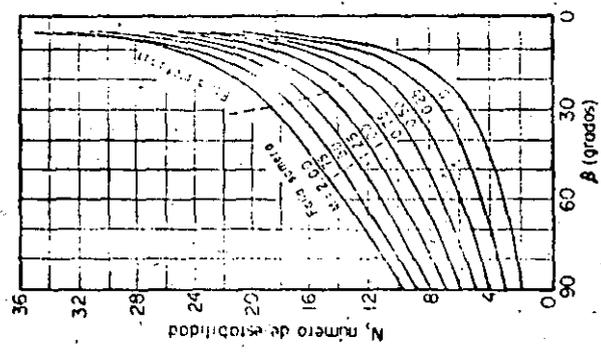
De la Fig. 6, $x_o = 0.35$, $Y_o = 1.4$, el círculo crítico pasa cerca del pie del talud.

$$X_o = (0.35)(24) = 8.4 \text{ pies}, \quad Y_o = (1.4)(24) = 33.6 \text{ pies}$$

Fig. 12 EJEMPLO DEL USO DE CARTAS PARA TALUDES EN SUELOS CON RESISTENCIA UNIFORME Y $\beta = 0$

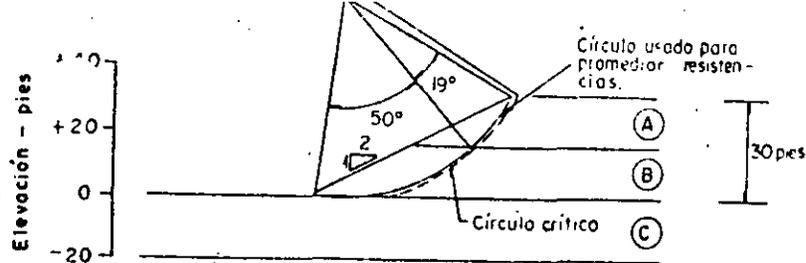


- Pasos:
- 1 Extrínjase el perfil de resistencia hacia arriba para determinar el valor de H_w , donde el perfil de resistencia intersecta a C_u .
 - 2 Calcúlese $M = H_w/H$
 - 3 Determinese el número de estabilidad N de la carta de abajo
 - 4 Determinese $C_b =$ resistencia en la base del talud
 - 5 Calcúlese $F_s = N \frac{C_b}{(H+H_w)}$



- Usese $\gamma = \gamma'$ para talud emergido
- Usese $\gamma = \gamma_m$ cuando no haya agua fuera del talud
- Usese γ promedio para talud parcialmente emergido

Fig. 11 CARTAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA $\beta = 0$ Y RESISTENCIA CRECIENTE CON LA PROFUNDIDAD (Hunter y Schuster, 1968)



Strato	(lbs/pie ³)	C (lbs/pie ²)	β (grados)
(A)	110	60	35
(B)	105	100	30
(C)	110	750	5

$$C_{prom.} = \frac{(19)(60) + (50)(100)}{69} = \frac{1140 + 5000}{69} = 89 \text{ lbs/pie}^2$$

$$\tan \beta_{prom.} = \frac{(19)(0.700) + (50)(0.577)}{69} = \frac{13.3 + 28.8}{69} = 0.611$$

$$\beta_{prom.} = 31.30$$

$$\gamma_{prom.} = \frac{110 + 105}{2} = 107.5 \text{ lbs/pie}^3$$

$$P_d = \frac{(107.5)(20)}{(1)(1)(1)} = 3225 \text{ lbs./pie}^2$$

$$P_c = \frac{(107.5)(70)}{(1)(1)} = 3225 \text{ lbs/pie}^2$$

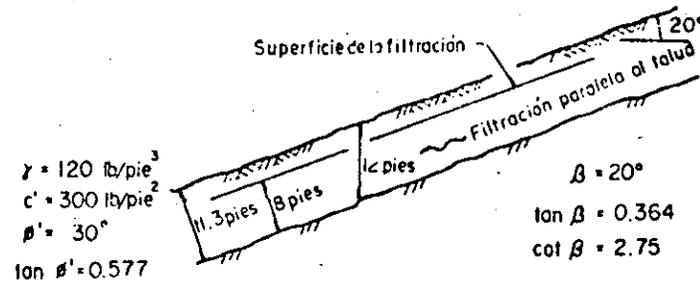
$$\lambda_{CG} = \frac{(3225)(7.611)}{69} = 22.1$$

De la Fig. 9, $N_{cf} = 60$ para $\lambda_{CG} = 22.1$ y $\cot \beta = 2$

$$F = (60) \frac{19}{3225} = 1.65$$

De la Fig. 9, $x_0 = 0.25$, $y_0 = 2.1$, el círculo crítico pasa por el pie del talud
 $X_0 = (0.25)(30) = 7.5$ pies, $Y_0 = (2.1)(30) = 63$ pies

Fig. 13 EJEMPLO DEL USO DE CARTAS PARA SUELOS CON $\phi > 0$



Para filtración paralela al talud, con $X = 8$ pies, $T = 11.3$ pies

$$r_u = \frac{B}{11.3} \frac{62.4}{120} (0.94)^2 = 0.325$$

Fórmula de la Fig. 10

De la Fig. 10, $A = 0.62$ para $r_u = 0.325$ y $\cot \beta = 2.75$

$$B = 3.1 \text{ para } \cot \beta = 2.75$$

$$F = 0.62 \frac{0.577}{0.364} + 3.1 \frac{300}{(120)(12)} = 0.98 + 0.65 = 1.63$$

Para filtración horizontal que emerge del talud $\theta = 0$

$$r_u = \frac{62.4}{120} \frac{1}{1 + (0.364)(0)} = 0.52$$

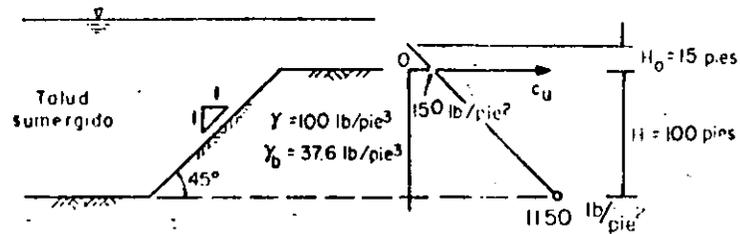
Fórmula de la Fig. 10

De la Fig. 10, $A = 0.41$ para $r_u = 0.52$ y $\cot \beta = 2.75$

$$B = 3.1 \text{ para } \cot \beta = 2.75$$

$$F = 0.41 \frac{0.577}{0.364} + 3.1 \frac{300}{(120)(12)} = 0.65 + 0.65 = 1.30$$

Fig. 14 EJEMPLO DE USO DE CARTAS PARA TALUD INFINITO



$$M = \frac{15}{100} = 0.15$$

De la Fig. 11

$$N = 5.1 \text{ para } M = 0.15 \text{ y } \beta = 45^\circ$$

$$C_b = 1150 \text{ lba/pie}^2$$

$$F_s = (5.1) \frac{1150}{(37.6)(115)} = 1.36$$

Fig. 15 EJEMPLO DE USO DE LA CARTA PARA RESISTENCIA CRECIENTE CON LA PROFUNDIDAD Y $\phi = 0$

ANÁLISIS DETALLADO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Cuando las condiciones del sitio y los valores de resistencia han sido investigados completamente y definidos con exactitud, es apropiado realizar análisis detallados de la estabilidad. En las secciones subsecuentes se describen tres métodos de análisis detallado. Estos son:

1. El Método de Momentos para $\phi = 0$.

Este es un método muy simple pero teóricamente exacto, para el análisis de superficies de deslizamiento circulares en suelos con $\phi = 0$.

2. El Método Ordinario de Dovelas

Este es un procedimiento simple y conservador de análisis de superficies de deslizamiento circulares en suelos con $\phi > 0$. También puede ser usado para taludes en suelos con $\phi = 0$ y da resultados precisos.

Para taludes poco inclinados con altas presiones de poro, los factores de seguridad calculados con este método, pueden ser mucho más pequeños que los valores de F_s calculados por métodos más exactos, y no deberán emplearse para tales problemas.

3. El Método de la Cuña

Este es un procedimiento simple y conservador para el análisis de superficies no circulares, en suelos con $\phi = 0$ o $\phi > 0$.

lo de Momentos para Suelos con $\phi = 0$

Para problemas de estabilidad a corto plazo en suelos saturados, las resistencias no drenadas de los suelos pueden expresarse como

$$S_u = \text{constante} \quad (\phi_u = 0)$$

con $\phi_u = 0$, la resistencia no drenada no depende del esfuerzo normal y puede emplearse para calcular el factor de seguridad un método muy simple de análisis (el método $\phi = 0$).

El factor de seguridad con respecto al deslizamiento en un arco de círculo determinado, está definido por la ecuación

$$F_s = \frac{M_R}{M_M}$$

en la cual M_R es el momento resistente debido a la movilización de las resistencias al corte de todos los suelos a través de los cuales pasa el arco y M_M es el momento de vuelco o momento motor debido al peso de la masa de suelo limitada por el arco circular.

El factor de seguridad definido por esta ecuación, puede demostrarse que es exactamente el mismo que la relación entre la resistencia al corte del suelo y el esfuerzo cortante requerido para el equilibrio del talud. Así, el factor de seguridad calculado por este método, puede considerarse como el factor por el cual todos los valores de resistencia del suelo tendrían que ser divididos para llevar al talud a un estado de equilibrio escasamente estable.

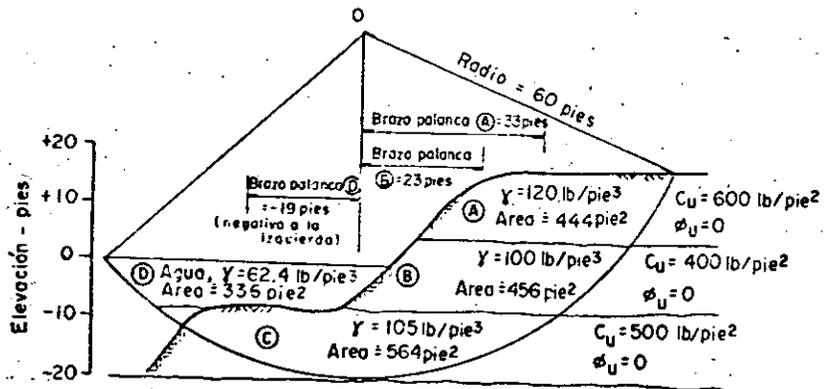
El factor de seguridad deberá siempre ser por lo menos tan grande como el margen de incertidumbre relativo a las resistencias del suelo.

El factor de seguridad de un talud se calcula mediante el siguiente procedimiento:

1. Supóngase una superficie de deslizamiento circular (un ejemplo se muestra en la Fig 16).
2. Divídase la masa limitada por el arco circular en un cierto número de secciones, siguiendo las fronteras del suelo.

Si hay agua en la parte exterior del talud, deberá ser representada por una o más secciones, como si fuera un suelo con peso pero sin resistencia.
3. Para cada sección calcúlese el área, el peso, el brazo de palanca y el momento. Las áreas pueden estimarse con un planímetro o aproximando las secciones a rectángulos, triángulos y trapecios.

Los brazos de palanca se miden horizontalmente del centro del círculo a los centroides de las áreas. Nótese que para un talud que se presenta hacia la izquierda, como el de la Fig 16, los brazos de palanca son positivos a la derecha y negativos a la izquierda. La suma algebraica de los momentos de las secciones es el momento motor (M_M), de la masa limitada por el arco circular.



Sección	Area (pies ²)	γ (lbs/pie ³)	Peso (lbs/pie)	Brazo de palanca (pies)	Momento (pies-lb/pie)
Ⓐ	444	120	53,280	+ 33	+ 1.76x10 ⁶
Ⓑ	456	100	45,600	+ 23	+ 1.05x10 ⁶
Ⓒ	564	105	59,220	0	0.0
Ⓓ	336	62.4	20,970	- 19	- 0.40x10 ⁶
Momento Actuante Total					= + 2.41x10 ⁶

Sección	Long. media (pies)	Cu (lbs/pie ²)	Fuerza (lbs/pie)	Brazo de palanca = Radio (pies)	Momento (pies-lb/pie)
Ⓐ	14	600	8,400	60	0.50x10 ⁶
Ⓑ	16.5	400	6,600	60	0.40x10 ⁶
Ⓒ	69	500	34,500	60	2.07x10 ⁶
Ⓓ	18	0	0	60	0.00
Momento Resistente Total					= 2.97x10 ⁶

Factor de Seguridad, $F_s = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento Actuante}} = \frac{2.97 \times 10^6}{2.41 \times 10^6} = 1.23$

Fig. 16 METODO DE MOMENTOS PARA $\phi = 0$

- Para cada segmento de arco, determínese su longitud, la resistencia al corte, la fuerza resistente (el producto de la longitud del arco por la resistencia al corte) y el momento (la fuerza resistente multiplicada por el radio del círculo). La suma de los momentos individuales es el momento resistente (M_R) del suelo a través del cual pasa el arco.
- Calcúlese el factor de seguridad para el círculo seleccionado, $F_s = \frac{M_R}{M_A}$
- Repítanse los pasos 1 a 5 para varios círculos tangentes a la misma elevación del primero, hasta localizar el círculo más crítico (aquel con el menor valor de F_s).
- Repítase para otras elevaciones, hasta que se haya localizado el círculo más crítico de todos.

Método Ordinario de las Dovelas o de Fellenius para Suelos con $\phi = 0$ ó $\phi > 0$.

El método ordinario de las dovelas puede utilizarse para calcular el factor de seguridad para una superficie circular de deslizamiento, en suelos cuyas resistencias están gobernadas por algunas de las siguientes ecuaciones:

$s = c$ ($\phi = 0$)
 $s = \sigma \tan \phi$
 $s = c + \sigma \tan \phi$

Donde

s = Resistencia al corte

σ = Esfuerzo normal en el plano de falla.

c = Cohesión

ϕ = Angulo de fricción

Para poder determinar las resistencias de suelos con $\phi > 0$, debe conocerse el esfuerzo normal en el plano de falla. Por lo tanto, para analizar la estabilidad de taludes en tales suelos, es necesario determinar el esfuerzo normal en la superficie de corte analizada.

Para el análisis por el método ordinario de las dovelas, la masa sobre una superficie circular de deslizamiento supuesta se divide en varias dovelas verticales, como se indica en la Fig 17. La suposición básica en el método es que la resultante de las fuerzas laterales en cualquier dovela, actúa paralela a la base de la misma y por lo tanto, no influye en el esfuerzo normal actuante en la base de la dovela. Esta suposición es conservadora y los factores de seguridad que se obtienen son más bajos que los calculados por métodos más precisos. En la mayoría de los casos el error debido a esta suposición no es mayor de 10%. Para presiones de poro muy altas y taludes tendidos, sin embargo, el error puede ser de 50% o aún mayor. En este caso, debe usarse un método más exacto, como es el de Bishop modificado (Bishop, 1955).

En el método de las dovelas, el factor de seguridad puede expresarse como:

$$F_s = \frac{\sum (W \cos \alpha - ul) \tan \phi + \sum c l}{\sum W \sin \alpha}$$

Donde

F_s = Factor de seguridad

c = Cohesión

ϕ = Angulo de fricción

W = Peso de la dovela

α = Inclinación de la base de la dovela

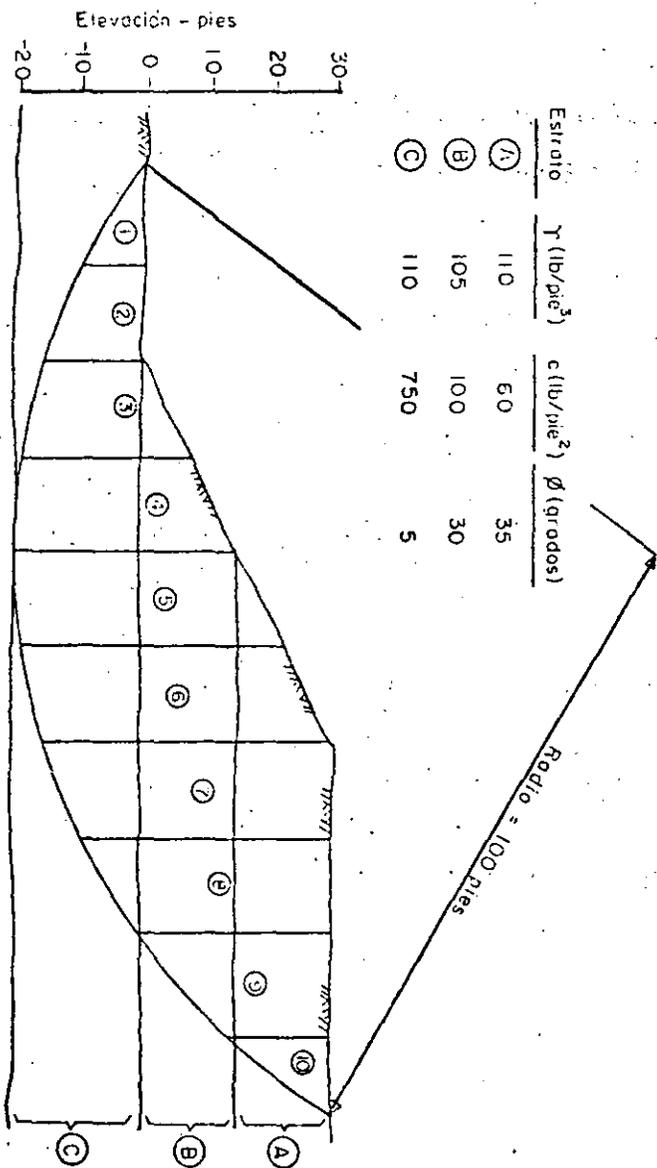
u = Presión de poro en la base de la dovela y

l = Longitud de la base de la dovela

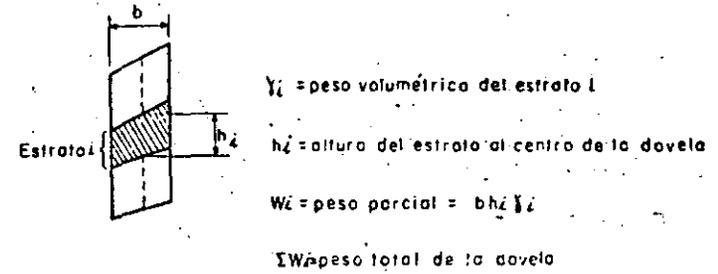
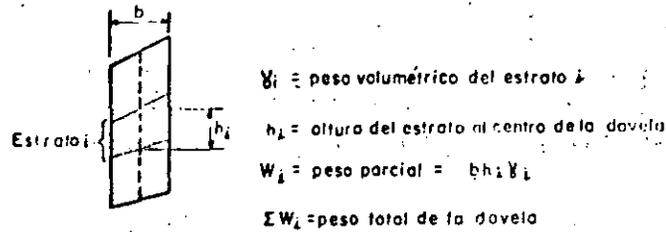
El factor de seguridad definido por esta ecuación, puede demostrarse que es exactamente igual a la relación entre la resistencia al corte del suelo y el esfuerzo cortante requerido para el equilibrio del talud. Así, el factor de seguridad calculado por este método puede considerarse como el factor por el cual, todos los valores de c y $\tan \phi$ tendrían que ser divididos para llevar el talud a un estado de equilibrio apenas estable. El factor de seguridad debería ser siempre cuando menos tan grande como el margen de incertidumbre relativo a los parámetros de resistencia del suelo.

El factor de seguridad de un talud, se calcula mediante el siguiente procedimiento:

FIG. 17 EJEMPLO PARA EL METODO ORDINARIO DE DOVELAS



1. Supóngase una superficie de deslizamiento (en la Fig 17 se muestra un ejemplo).
2. Divídase la masa limitada por el arco circular, en varias dovelas verticales. Las dovelas deben elegirse de tal manera que la base de cualquiera de ellas quede alojada totalmente dentro de un mismo estrato de suelo. Para cálculos manuales, de 9 a 12 rebanadas son suficientes; para análisis con computadora, se utilizan del orden de 30 dovelas. Si hay agua en la parte exterior del talud, deberá representarse por una o más dovelas, como si fuera un suelo con peso pero sin resistencia.
3. Calcúlese el peso de cada dovela vertical. Cuando una dovela cruce más de un estrato con diferentes pesos volumétricos, los pesos parciales se suman para determinar el peso total de la dovela. Esto puede hacerse convenientemente usando la forma tabular de cálculo de la Fig 19. Un ejemplo se muestra en la Fig 19.
4. Para cada dovela, determínese la longitud de la base (l), el ángulo de inclinación de la base (α), la cohesión del suelo en la base (c), el ángulo de fricción del suelo en la base (ϕ) y la presión de poro en la base (u). (Si el análisis se realiza con esfuerzos totales, $u = 0$). Anote estos valores junto con el peso de cada dovela, en la forma tabular de cálculo que se muestra en la Fig 20.



Dovela No	b	h _i	γ_i	W _i	ΣW_i

FIG.18 TABLA PARA CALCULAR LOS PESOS DE LAS DOVELAS

Dovela No	pies b	pies h _i	lb/pie ³ γ_i	lb/pie W _i	lb/pie ΣW_i
1	15	5	110	8200	2200
2	15	13	110	21400	21400
3	15	4	105	6300	
		17.5	110	28900	35200
4	15	11.5	105	18100	
		19.5	110	32200	50300
5	15	4	110	6600	
		15	105	23600	
		19.5	110	32200	62400
6	15	11.5	110	19000	
		15	105	23600	
		17.5	110	28900	71500
7	15	15	110	24800	
		15	105	23600	
		15	110	21400	65800
8	15	15	110	24800	
		15	105	23500	
		5	110	8200	56600
9	16	15	110	26400	
		7.5	105	12600	39000
10	11	7.5	110	9100	9100

Fig.19 EJEMPLO DEL USO DE LA TABLA PARA CALCULAR LOS PESOS DE LAS DOVELAS

5. Calcúlese el factor de seguridad siguiendo el procedimiento indicado en la forma de cálculo. Un ejemplo se muestra en la Fig 21.
6. Repítanse los pasos 1 a 5 para varios círculos tangentes a la misma elevación del primero, hasta localizar el más crítico (el que tenga -- asociado el valor más bajo de F_g).
7. Repítase para otras elevaciones, hasta encontrar el más crítico de todos.

Método de la Cuña para Suelos con $\phi = 0$ ó $\phi > 0$.

El método de la cuña puede utilizarse para calcular el factor de seguridad de una superficie de deslizamiento no circular, en suelos cuyas resistencias estén gobernadas por alguna de las siguientes ecuaciones:

$$s = c \quad (\phi = 0)$$

$$s = \sigma \tan \phi$$

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

Donde

s = Resistencia al corte

σ = Esfuerzo normal en el plano de falla

c = Cohesión y

ϕ = Angulo de fricción

Para poder determinar las resistencias de suelos con $\phi > 0$, debe conocer-

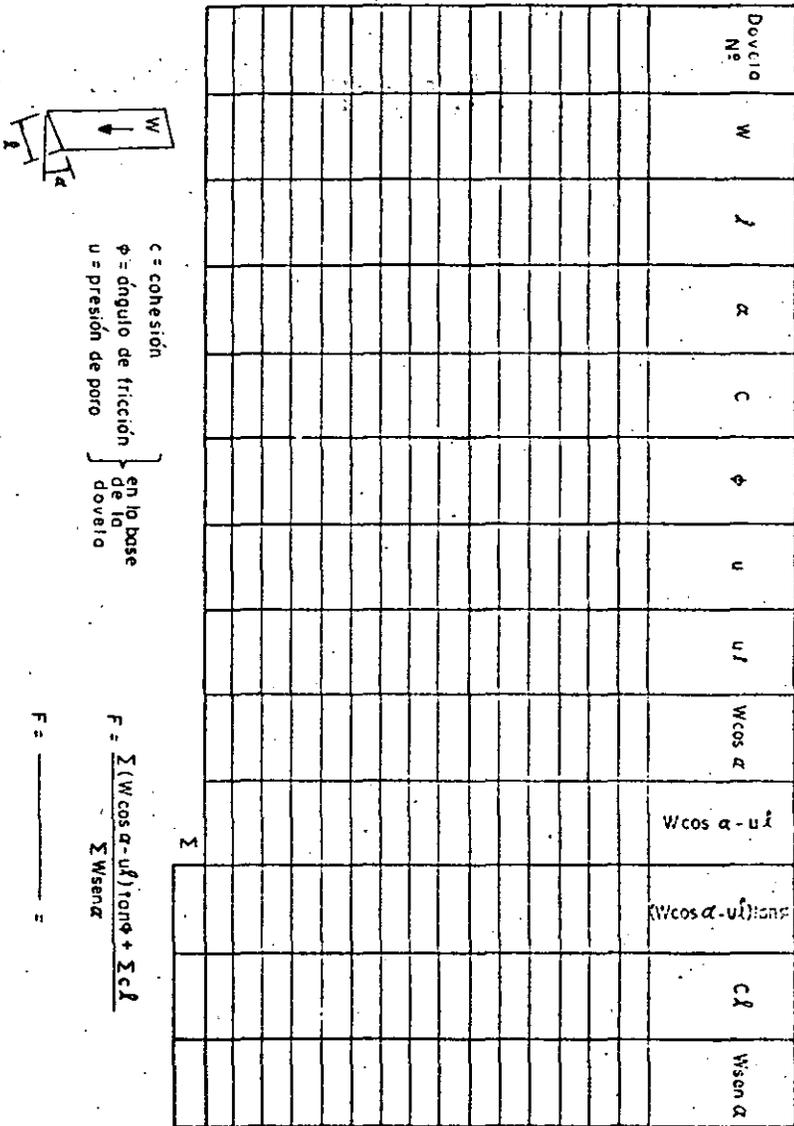
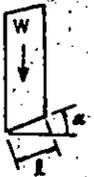


FIG. 20 TABLA PARA CALCULAR FACTORES DE SEGURIDAD POR EL METODO ORDINARIO DE DOVELAS

Dovela Nº	W Kips/pie	l pies	α grados	C Kips/pie	ϕ grados	u pero en análisis con las fuerzas totales	$u\ell$	Wcos α Kips/pie	Wcos $\alpha \cdot u\ell$	Wcos $\alpha \cdot u\ell / \text{tono}$	C/l	Wsen α
1	8.2	17.5	- 32	0.75	5			6.9		0.61	13.12	- 4.35
2	21.4	17.2	- 22	0.75	5			19.8		1.73	12.15	- 2.02
3	35.2	15.5	- 13	0.75	5			34.3		3.00	11.62	- 7.92
4	50.3	15.1	- 4	0.75	5			50.2		4.39	11.32	- 3.51
5	62.4	15.1	4	0.75	5			62.2		5.44	11.32	4.35
6	71.5	15.5	13	0.75	5			69.7		6.10	11.62	16.08
7	69.8	16.2	22	0.75	5			64.7		5.66	12.15	26.15
8	56.6	17.5	32	0.75	5			48.0		4.20	13.12	30.00
9	39.0	22.0	43	0.70	30			28.5		16.45	2.20	26.60
10	9.1	18.5	55	0.06	35			5.2		3.64	1.11	7.45
								Σ		51.2	99.7	86.8



c = cohesión
 ϕ = ángulo de fricción
 u = presión de poro

} en la base de la dovela

$$F = \frac{\Sigma (W \cos \alpha - u\ell) \tan \phi + \Sigma c l}{\Sigma W \sin \alpha}$$

$$F = \frac{150.1}{86.8} = 1.74$$

Fig. 21 EJEMPLO DE USO DE LA FORMA TUBULAR PARA CALCULAR EL FACTOR DE SEGURIDAD POR EL METODO ORDINARIO DE DOVELAS

se el esfuerzo normal en el plano de falla. Por lo tanto, para analizar la estabilidad de taludes en tales suelos, es necesario determinar el esfuerzo normal en la superficie de corte analizada.

Para el análisis por el método de la cuña, la masa sobre la superficie de deslizamiento supuesta se divide mediante líneas verticales en varias cuñas o dovelas, como se muestra en la Fig 22. Este método satisface el equilibrio tanto de fuerzas horizontales como verticales. La suposición básica en el método de la cuña, es que las fuerzas laterales entre dovelas son horizontales. Esta suposición es conservadora y el método proporciona factores de seguridad más bajos que los calculados por métodos más exactos. En la mayoría de los casos el error debido a esta hipótesis no es mayor del 15%. Mayor exactitud puede conseguirse con métodos que satisfagan todas las condiciones de equilibrio, tales como el procedimiento generalizado de dovelas de Janbu (Janbu, 1973), el método de Spencer (Wright, 1965) o el método de Morgenstern y Price (Morgenstern y Price, 1965).

El método de la cuña es el más apropiado para condiciones donde la superficie de falla no puede considerarse circular. Por ejemplo, el terraplén mostrado en la Fig 22 se apoya sobre una delgada capa de arcilla blanda, y es probable que una considerable porción de la superficie de falla crítica quedo alojada en esta capa. Para este tipo de problema, el mecanismo de la cuña puede ser más crítico que una superficie circular.

El factor de seguridad calculado por el método de la cuña, se define como la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo cortante requerido para que haya equilibrio.

El factor de seguridad es el valor entre el cual los parámetros de resistencia (c y $\tan \phi$) para cada suelo, tendrían que ser divididos para llevar al talud a un estado de equilibrio incipiente. El factor de seguridad deberá ser siempre cuando menos tan grande como sea el margen de incertidumbre en relación con los parámetros de resistencia del suelo.

El factor de seguridad en el método de la cuña se determina mediante tanteos. Se supone un valor de F_s y se ve si el valor supuesto satisface el equilibrio. El análisis puede realizarse ya sea gráfica o numéricamente. Los primeros tres pasos son los mismos, ya sea que se emplee el procedimiento gráfico o el numérico.

1. Supóngase una superficie de deslizamiento (un ejemplo se muestra en la Fig 22).
2. Divídase la masa sobre la superficie de deslizamiento en cuñas (o dovelas). Las cuñas deberán elegirse de manera que la base de cualquiera de ellas caiga completamente dentro de un solo estrato de suelo. Generalmente son suficientes de 3 a 5 cuñas. Si hay agua en la parte exterior del talud, deberá representarse por una cuña, como si fuera un suelo con peso pero sin resistencia.

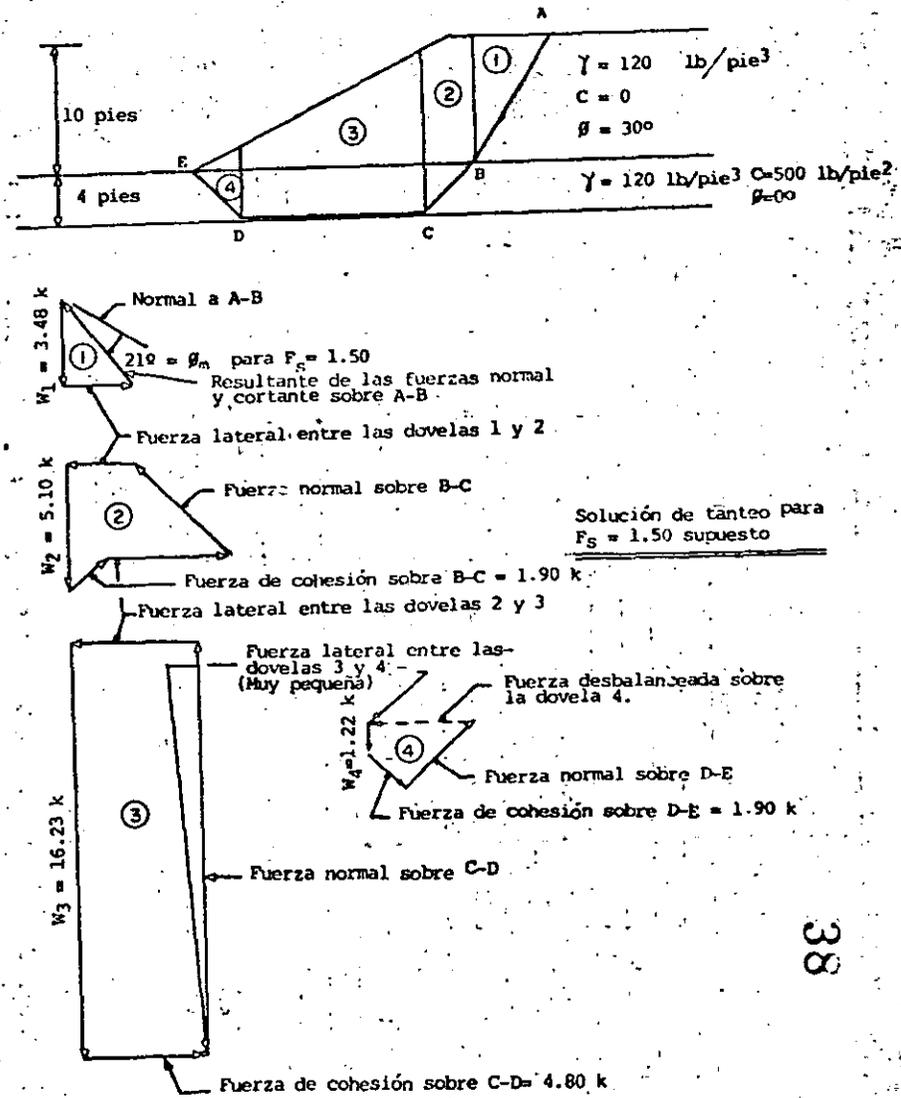


Fig. 22 EJEMPLO DE PROCEDIMIENTO GRAFICO PARA EL METODO DE LA CUÑA

3. Calcúlase el peso de cada cuña. Si tanto la parte superior como el fondo de cada cuña es una línea recta, los pesos pueden ser calculados usando la forma tabular de cálculo descrita anteriormente para el más extraordinario de dovelas. Si la frontera superior de una cuña es una línea quebrada, como en la cuña 2 de la Fig 22, el peso de ésta puede calcularse dividiéndola en dos partes, como se muestra en la Fig 23.

Para determinar gráficamente el factor de seguridad, síganse los pasos 1 a 9 siguientes:

4. Supóngase un valor del factor de seguridad y calcúlense los valores correspondientes de la cohesión movillizada y del ángulo de fricción movillizado para cada suelo, usando las siguientes fórmulas:

$$c_m = \frac{c}{F_s} \dots\dots\dots (1)$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{F_s} \dots\dots\dots (2)$$

Donde:

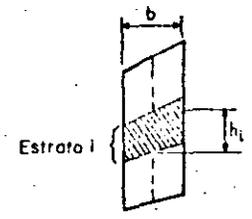
F_s = Valor supuesto del factor de seguridad

c = Cohesión

c_m = Cohesión movillizada

ϕ = Ángulo de fricción

ϕ_m = Ángulo de fricción movillizada



γ = Peso volumétrico del estrato l

h_i = altura del estrato al centro de la dovela

W_i = peso parcial = $b h_i \gamma l$

ΣW_i = peso total de la dovela

Dovela No	pies b	Kip/pie ³ hi	Kip/pie ³ γl	Kip/pie Wi	Kip/pie ΣWi
1	5.0	5.0	0.120	3.48	3.48
2 (derecha)	1.9	10.0	0.120	2.28	
		1.0	0.120	0.23	
2 (izquierda)	1.8	9.0	0.120	1.94	
		3.0	0.120	0.65	5.10
3	14.4	5.4	0.120	9.33	
		4.0	0.120	6.90	16.23
4	3.7	0.9	0.120	0.40	
		1.85	0.120	0.82	1.22

Fig. 23 EJEMPLO DE USO DE LA FORMA TABULAR PARA EL CALCULO DE LOS PESOS DE LAS CUÑAS

5. Constrúyase el polígono de fuerzas para la cuña 1. En la Fig 22 se presenta un ejemplo. Primero trácese verticalmente el vector peso, a escala; después trácese el vector de la cohesión movilizada, que es igual a la cohesión movilizada multiplicada por la longitud de la base de la dovela y actúa paralela a dicha base. El final de este vector se conecta a la punta del vector peso. (En el ejemplo la cohesión es cero en la primera dovela). Entonces, si el análisis se hace en términos de esfuerzos efectivos, trácese el vector de la presión de poro, que es igual a la presión de poro en la base de la dovela, multiplicada por la longitud de dicha base y actúa perpendicular a ella. El final de este vector conecta con el inicio del vector cohesión. Si el análisis se hace en términos de esfuerzos totales, como en el ejemplo de la Fig 22, la presión de poro se considera igual a cero y no hay fuerzas de presión de poro en ninguno de los polígonos de fuerzas. En seguida, trácese la dirección de la resultante de las fuerzas normal y de fricción en la base de la dovela. Esta resultante actúa a un ángulo ϕ_m con respecto a la normal y la punta de este vector se une al final del vector peso. La fuerza resultante que cierra el polígono, es la fuerza lateral ejercida sobre la cuña 1 por la 2. Este vector se supone que actúa horizontalmente como se discutió previamente. La posición de la intersección de la resultante de las fuerzas normal y de fricción con la fuerza lateral, determina las longitudes de estos dos vectores, que se desconocen hasta que se deter-

mina el punto de intersección.

6. Constrúyase el polígono de fuerzas para la cuña 2. Primero trácese verticalmente el vector peso, a escala. Luego trácese la fuerza lateral ejercida sobre la cuña 2 por la 1. Nótese que esta es igual pero opuesta a la fuerza ejercida sobre la cuña 1 por la 2 y que la punta de este vector se une al final del vector peso. En seguida, trácese el vector cohesión movilizada, el cual es igual a la cohesión movilizada multiplicada por la longitud de la base de la dovela y actúa paralela a dicha base, con su final unido a la punta del vector peso. Entonces, si el análisis se hace en términos de esfuerzos efectivos, trácese la fuerza debida a la presión de poro, desde la punta de la fuerza debida a la cohesión, actuando perpendicular a la base de la dovela. En seguida, trácese la dirección de la resultante de las fuerzas normal y de fricción en la base de la dovela. Esta resultante actúa a un ángulo ϕ_m respecto a la normal y la punta de este vector se une al final del vector que representa la fuerza lateral ejercida sobre la cuña 2 por la 1. (En el ejemplo, $\phi = 0$ para la segunda dovela y por lo tanto no hay fuerza de fricción. En este caso, el vector está formado solamente por la fuerza normal y actúa normal a la base de la dovela). La fuerza que falta para cerrar el polígono es la fuerza lateral ejercida sobre la cuña 2 por la 3. Este vector se supone que actúa horizontalmente. La posición de la intersección de la resultante de las fuerzas normal y de fricción con la fuerza lateral,

determina las longitudes de estos dos vectores, que son desconocidas hasta que se determina el punto de intersección.

7. Constrúyanse los polígonos de fuerzas de las cuñas restantes con los mismos procedimientos que para las cuñas 1 y 2. Si el factor de seguridad supuesto es correcto, el polígono de fuerzas para la última cuña cerrará, con una fuerza no desbalanceada. Sin embargo, si el factor de seguridad supuesto no es correcto, se requerirá una fuerza adicional para cerrar el polígono. Si la fuerza requerida para cerrar el polígono tuviera que actuar en la dirección que hiciera al talud más estable, el factor de seguridad supuesto es también alto. Si la fuerza requerida tuviera que actuar en la dirección que hiciera al talud menos estable, el factor de seguridad supuesto es también bajo. Esto es cierto para la solución por tanteos con $F_s = 1.5$ en la Fig 22.
8. Supóngase un nuevo factor de seguridad y repítanse los pasos 4 al 7. Esto se ha hecho en la Fig 24. Pruebe factores de seguridad adicionales hasta que la fuerza desbalanceada en la última dovela sea considerablemente pequeña comparada con las magnitudes de las otras fuerzas. Entonces, el valor supuesto de F_s es el correcto para el mecanismo de falla supuesto. Usualmente no más de dos tanteos son necesarios para determinar F_s .

Graticando el factor de seguridad supuesto contra la magnitud de la fuerza desbalanceada para los dos primeros tanteos, puede estimar-

se usualmente un tercer valor de F_s , que estará muy cercano al valor correcto, como se muestra en la Fig 25. Si el valor de F_s determinado por este procedimiento difiere grandemente de los valores obtenidos en los dos primeros tanteos, puede ser necesario un tercer tanteo.

9. Selecciónese un nuevo mecanismo de falla y repítanse los pasos 1 a 8.
8. Pruébense varios mecanismos de falla diferentes, con el fin de encontrar aquel al que corresponda el menor factor de seguridad.

Para resolver numéricamente el factor de seguridad por el método de la cuña, úsese la forma de cálculo que se muestra en la Fig 26.

Los pasos 1 a 3, como se describió previamente, son los mismos para el análisis numérico que para el gráfico. En los pasos 4 a 9 procédase como se describe a continuación. En la Fig 27 se presenta un ejemplo.

4. Para cada cuña determínese la inclinación de la base (α), la longitud de la base (l), la cohesión del suelo en la base (c), el ángulo de fricción del suelo en la base (ϕ) y la presión de poro en la base (u). (Si el análisis se realiza con esfuerzos totales, hágase $u = 0$). Introdúzcanse estos valores, junto con el peso de cada dovela, en la forma tabular de cálculo que se muestra en la Fig 25.
5. Calcúlense las cantidades $c/\cos\alpha$, $W \tan\phi$ y $u \tan\phi / \cos\alpha$ para cada cuña y anótense en la tabla.

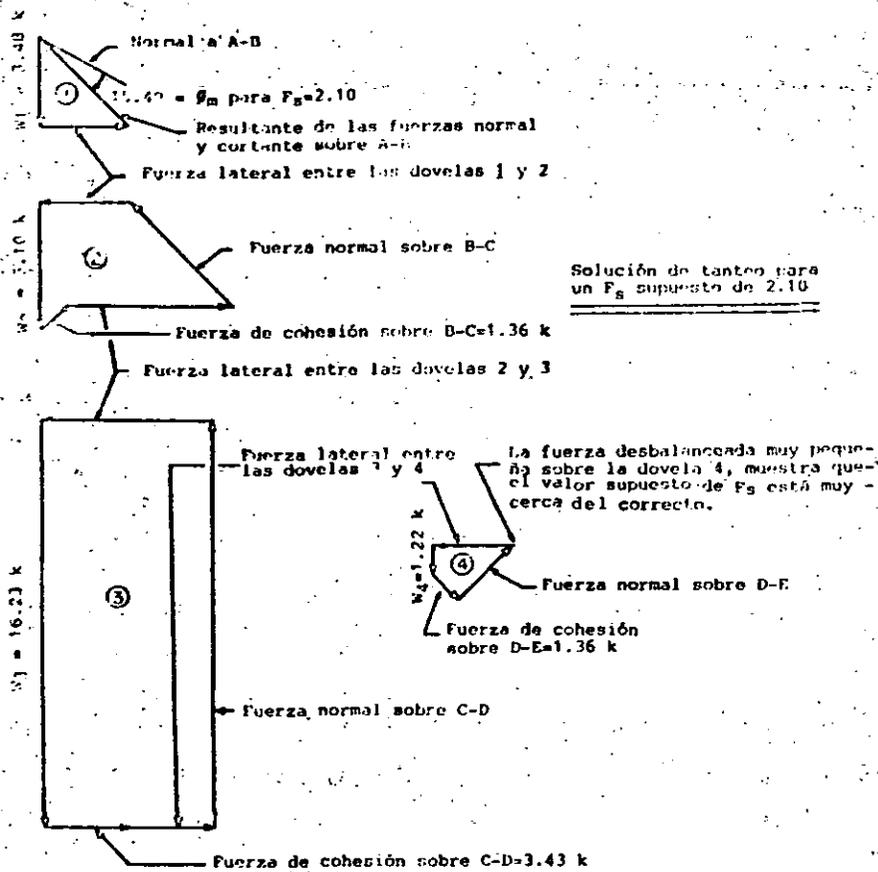


Fig. 24 EJEMPLO DE PROCEDIMIENTO GRAFICO PARA EL METODO DE LA CUÑA
 (Continuación de la Fig. 22)

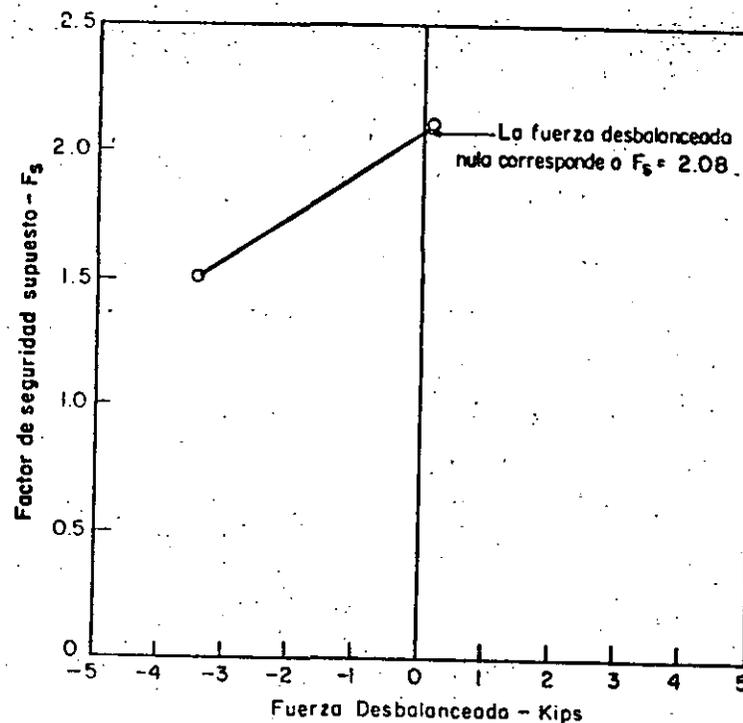


Fig. 25 DETERMINACION DEL FACTOR DE SEGURIDAD POR EL METODO DE LA CUÑA.

6. Supóngase un valor del factor de seguridad y calcúlese el valor de ΔE para cada cuña, como se indica en la tabla. ΔE es la diferencia entre las fuerzas laterales de las caras izquierda y derecha de cada dovela y está dada por la ecuación:

$$E = \frac{F_s W \tan \alpha - \frac{cl}{\cos \alpha} + W \tan \beta + \frac{u \tan \beta}{\cos \alpha}}{F_s + \tan \beta \tan \alpha}$$

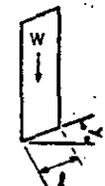
7. Calcúlese la suma de los términos ΔE para todas las dovelas. Si el factor de seguridad supuesto es correcto, esta suma será igual a cero. Si su valor es menor que cero, el valor supuesto de F_s es demasiado bajo. Si es mayor que cero, el valor supuesto de F_s es demasiado alto.

8. Supóngase un nuevo valor de F_s y repítanse los pasos 6 y 7. Enséñense valores adicionales de F_s , hasta que la suma de los ΔE sea tan pequeña que pueda despreciarse. En ese momento el valor supuesto de F_s será el correcto para el mecanismo de falla supuesto. Usualmente son necesarios no más de dos tanteos para determinar F_s . Graficando el factor de seguridad supuesto contra el valor de ΔE para los dos primeros tanteos, usualmente puede estimarse un valor que quedará muy cerca del valor correcto, como se muestra en la Fig. 25. Si el valor de F_s determinado con este procedimiento difiere sustancialmente de los correspondientes a los dos primeros tanteos, puede ser necesario un tercer tanteo.

$$\Delta E = \frac{N_4 - N_1 - N_2 + N_3}{N_5}$$

Dovela No	W	α	l	c	β	u	N		
							$\frac{cl}{\cos \alpha}$	$W \tan \beta$	$\frac{u \tan \beta}{\cos \alpha}$

Tanteo	F_s	Dovela No	N ₄		N ₅		ΔE	$\Sigma \Delta E$
			$F W \tan \alpha$	$F_s + \tan \beta \tan \alpha$	$F_s + \tan \beta \tan \alpha$	ΔE		



C = cohesión
 β = ángulo de fricción
 u = presión de poro en la base de la dovela

Fig. 26. FORMA TABULAR PARA CALCULAR EL FACTOR DE SEGURIDAD POR EL METODO DE LA CUÑA.

$$\Delta E = \frac{N_4 - N_1 - N_2 + N_3}{N_5}$$

Dovela No.	Kips W	α	Pies J	c	δ	u	$\frac{c}{\cos \alpha}$	W tan α	$\frac{u \sin \alpha}{\cos \alpha}$
1	2.49	602	11.4	0	309	0	0	2.01	0
2	5.10	452	5.7	0.50	0	0	4.03	0	0
3	16.23	0	14.4	0.50	0	0	7.20	0	0
4	1.20	-452	5.7	0.50	0	0	4.03	0	0

9. Selecciónese un nuevo mecanismo de falla y repítanse los pasos 1 a

8. Ensáyense diversos mecanismos de falla, con el fin de encontrar aquél al que corresponda el más bajo factor de seguridad.

Tonco	F_s	Dovela No.	$F_w \tan \alpha$	$F_s + \frac{c}{\cos \alpha}$	ΔE	$\Sigma \Delta E$
1	1.50	1	9.05	2.50	2.81	-3.46
		2	7.65	1.50	2.41	
		3	0.00	1.50	-4.80	
		4	-1.60	1.50	-3.89	
2	2.10	1	12.66	3.10	3.44	+0.07
		2	10.71	2.10	3.16	
		3	0.00	2.10	-3.43	
		4	-2.52	2.10	-3.12	
3	2.08	1	12.54	3.08	3.42	-0.02
		2	10.61	2.08	3.16	
		3	0.00	2.08	-3.45	
		4	-2.50	2.08	-3.14	



c = cohesión
 δ = ángulo de fricción
 u = presión de poro en la base de la dovela

Fig. 27 EJEMPLO DE USO DE LA FORMA TABULAR PARA EL CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD POR EL METODO DE LA CUÑA

FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO

Localización del círculo crítico

Cuando se realizan análisis detallados de estabilidad de taludes con el Método de Momentos para $\phi = 0$ o con el método ordinario de dovelas, deben examinarse varios círculos para localizar el más crítico (aquel al que corresponde el factor de seguridad más bajo). Esto puede hacerse convenientemente mediante el siguiente procedimiento:

1. Calcúlense los factores de seguridad para varios círculos que tengan algún rasgo en común, tal como:
 - a) que todos los círculos sean tangentes a la misma elevación, o
 - b) que todos los círculos pasen por el pie del talud.
2. Grafíquense los factores de seguridad en las zonas donde se localizan los centros de círculo y trácense los contornos de F_s . En la Fig 28 se presenta un ejemplo. Si los contornos encierran el valor mínimo de F_s , el círculo crítico con el rasgo común seleccionado puede ser localizado fácilmente. Si los contornos no encierran el mínimo, deberán analizarse más círculos.
3. Calcúlense los factores de seguridad para círculos adicionales que tengan un segundo rasgo en común, tal como tangencia a una elevación diferente y trácense los contornos de F_s para estos círculos. En la

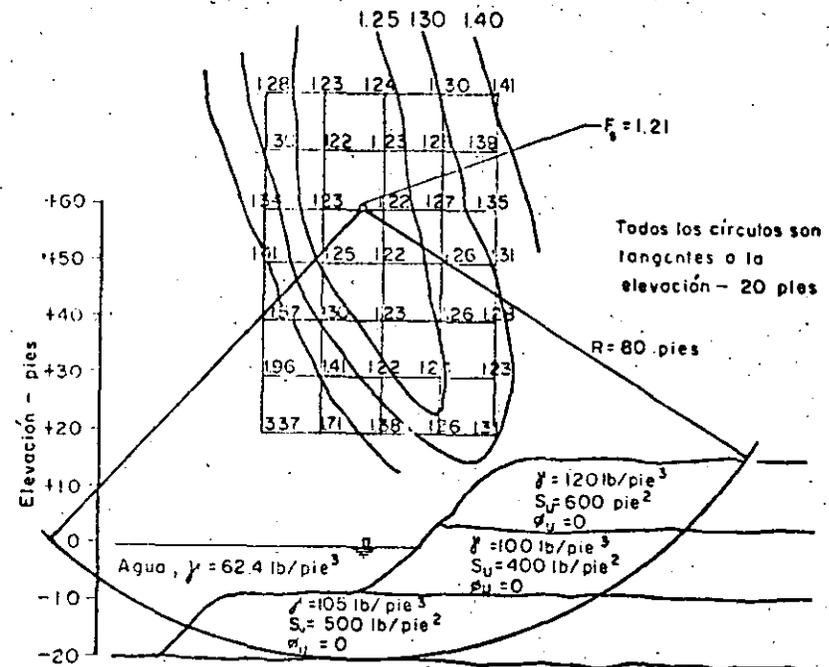


Fig. 28 CONTORNOS DE F_s PARA CÍRCULOS TANGENTES A LA ELEVACION - 20 PIES

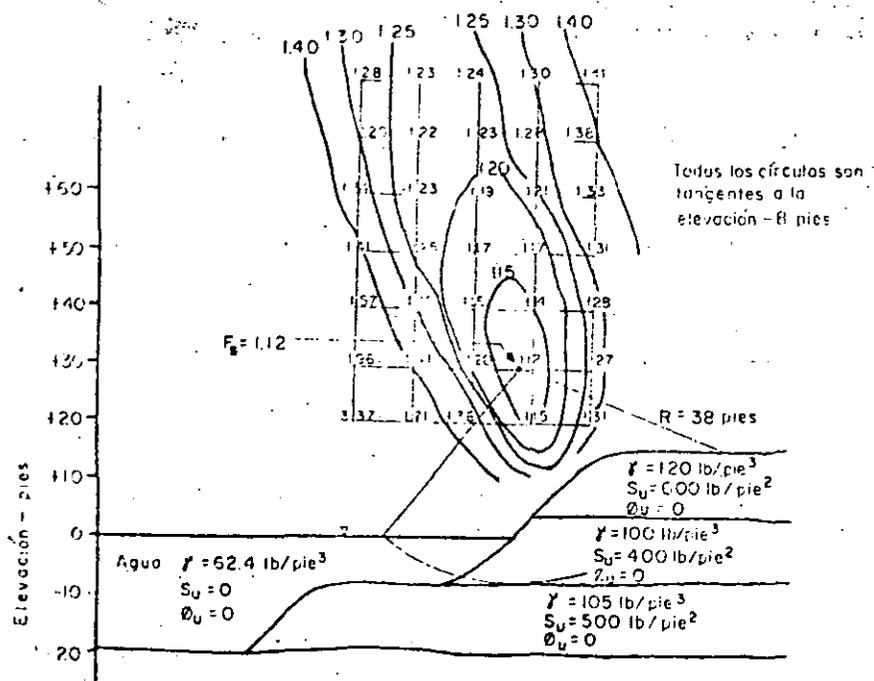


Fig. 29 CONTORNOS DE F_s PARA CÍRCULOS TANGENTES A LA ELEVACION - 8 PIES

Fig 29 se proporciona un ejemplo.

4. Repítase este proceso hasta que se haya localizado el círculo más crítico. Un buen procedimiento para muchos problemas es localizar el círculo crítico que pasa por el pie del talud en primer lugar y entonces examinar círculos tangentes a elevaciones más altas y más bajas, para ver si hay alguno más crítico.

Para taludes complejos, puede haber más de un mínimo encerrado por los contornos para círculos tangentes a la misma elevación o que pasan por el pie del talud. Un ejemplo se muestra en la Fig 30. Para estas condiciones, deberán estudiarse para empezar, centros de círculo ampliamente espaciados, para asegurarse que se ha localizado el mínimo más bajo.

Localización del mecanismo de cuña crítica

Cuando se realizan análisis detallados con el método de la cuña, deben analizarse suficientes superficies para determinar el mínimo factor de seguridad. La primera cuña puede seleccionarse como se muestra en la Fig 31. Entonces pueden variarse las posiciones y formas de las cuñas, para encontrar el mecanismo de cuña más crítico.

Fuentes de inexactitud en los factores de seguridad calculados

En la mayor parte de los casos, las incertidumbres debidas a aproximacio-

nes y suposiciones en el método de análisis, son más pequeñas que las incertidumbres debidas a inexactitudes en la medición de la resistencia al corte. Las aproximaciones en los análisis usualmente llegan a 15% o menos, pero el margen de error en la evaluación de la resistencia al corte puede ser considerablemente mayor.

Valores mínimos recomendados del factor de seguridad

El mínimo valor aceptado de F_s para un talud, depende de:

1. El grado de incertidumbre en las mediciones de la resistencia al corte, la geometría del talud y otras condiciones.
2. Los costos del tendido o de la disminución de la altura del talud para hacerlo más estable.
3. Los costos y las consecuencias de una falla del talud
4. Si el talud es temporal o permanente

La tabla 1 contiene valores que pueden servir de guía

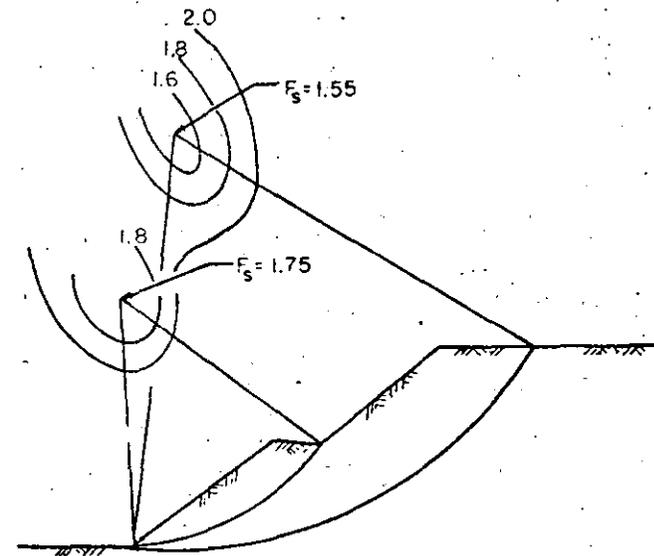


Fig. 30 TALUD CON CONTORNOS DE FACTOR DE SEGURIDAD COMPLEJOS

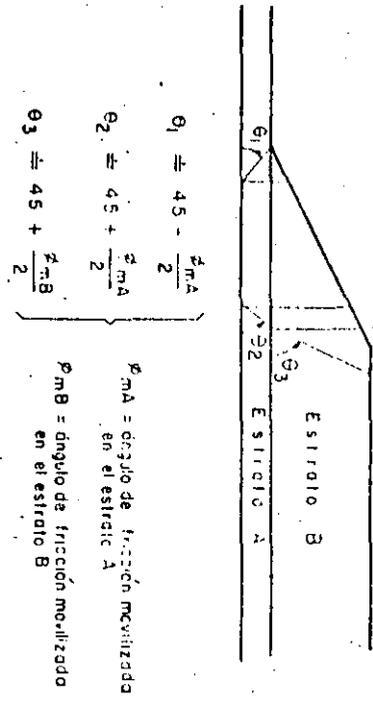


FIG. 31 MECANISMO DE FALLA PARA UNA CUÑA SUPUESTA

TABLA 1 VALORES MINIMOS RECOMENDADOS DEL FACTOR DE SEGURIDAD ESTATICO

Costos y Consecuencias de la Falla de un Talud	Incertidumbre en las Mediciones de Resistencias	
	Pequeña 1	Grande 2
Costos de reparación comparables con los de construcción. No peligran la vida humana u otras propiedades si el talud falla.	1.25	1.5
Costo de reparación mucho mayor que el costo de construcción o peligro para la vida humana u otras propiedades valiosas si el talud falla.	1.5	2.0 o mayor

1. La incertidumbre de las mediciones de resistencia es mínima cuando las condiciones del suelo son uniformes y los datos de pruebas de resistencia de alta calidad proporcionan un cuadro lógico, consistente y completo de las características de resistencia.
2. La incertidumbre de las mediciones de resistencia es máxima cuando las condiciones del suelo son complejas y cuando los datos de resistencia disponibles no proporcionan un cuadro consistente, completo o lógico de las características de resistencia.

ESTABILIZACION DE TALUDES Y DE DESLIZAMIENTOS DE TIERRA

Cuando se trata de planear procedimientos efectivos para la estabilización de deslizamientos de tierra, es importante entender la causa o causas de la inestabilidad. Algunas de las causas más comunes son: Aumento en la inclinación del talud por corte o relleno, exceso de presión de poro causado por niveles altos del agua del subsuelo o un bloqueo en las trayectorias de drenaje, cortes debidos a la erosión por el agua superficial y pérdida de resistencia con el tiempo debida a fenómenos de creep e intemperismo.

Un estudio geológico exhaustivo y una detallada exploración sub-superficial son los primeros pasos para determinar la causa y planear la acción correctiva de una falla de talud. La localización de la zona de corte o de falla en un deslizamiento de tierra, puede determinarse mediante la perforación de sondeos de prueba o detectando movimientos de talud con el uso de inclinómetros, que penetren por debajo de la zona de falla.

Si un deslizamiento está siendo estabilizado por tendido del talud o con el uso de una estructura de retención, la resistencia al corte del suelo en el momento de la falla deberá determinarse calculando qué valor de la resistencia correspondería a un $F_s = 1$ en la falla. Este valor de resistencia puede usarse para evaluar el factor de seguridad del talud después de la estabilización o para estimar las cargas de diseño en las estructuras de retención. Los valores de resistencia al corte calculados de una falla, pueden no con-

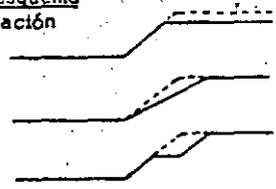
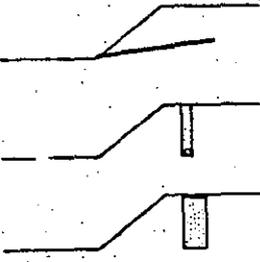
cordar con los valores de resistencia medidos en pruebas de laboratorio, debido a dificultades en la obtención de muestras representativas y a dificultades para reproducir las condiciones de campo en pruebas de laboratorio. Usualmente la resistencia al corte calculada de la condición de campo, es un valor más confiable para ser usado en el diseño de medidas correctivas.

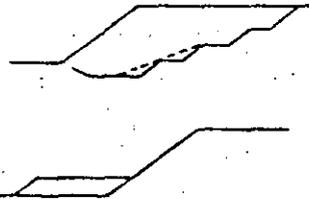
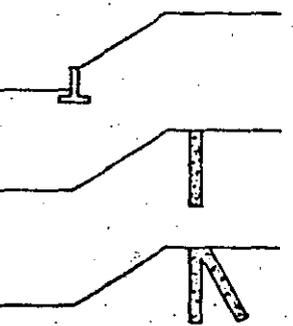
Algunos métodos de estabilización de taludes y deslizamientos de tierra se resumen en la tabla 2. A menudo, uno o más de estos esquemas pueden usarse juntos. Los esquemas I a V se enlistan aproximadamente en orden creciente de costo.

La escavación (esquema I) y el drenaje (esquema II) son a menudo los esquemas más efectivos para deslizamientos pequeños a medianos.

Los contrafuertes o bermas (esquema III) pueden usarse para deslizamientos grandes, supuesto que se dispone de espacio para el acceso del equipo y para el almacenamiento temporal de los suelos excavados. Las estructuras de retención (esquema IV), generalmente no se usan en deslizamientos de tierra grandes, dado su alto costo.

Los métodos que se muestran en el esquema V, se usan generalmente bajo condiciones poco frecuentes, donde resultan más efectivos o económicos que los otros procedimientos.

Esquema	Métodos Aplicables	Comentarios
<p>I. Excavación</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Reducción de la altura del talud por excavación en la cresta. 2. Tendido del talud 3. Escalonamiento por excavación en la parte superior del talud. 4. Remoción de toda la masa deslizando. 	<p>El área ha de ser accesible al equipo de construcción. Se requiere espacio para el suelo excavado. En ocasiones se considera drenaje en este método.</p>
<p>II. Drenaje</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Drenes horizontales de pequeño diámetro. 2. Subdrén de zanja continuo y profundo, generalmente de 5 a 15 pies de profundidad. 3. Pozos verticales perforados, generalmente de 18 a 36 pulgadas de diámetro. 4. Mejoramiento del drenaje superficial en la parte superior del talud con zanja abierta o pavimentada. Instalación de plantas de enraizado profundo, resistentes a la erosión, en la cara del talud. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Más efectivo si puede drenar el acuífero natural. Usualmente el drenaje es por gravedad. 2. El fondo de la zanja deberá tener pendiente para drenar y estar provisto de un tubo para el desagüe. El tubo perforado deberá colocarse en el fondo de la zanja. La parte superior de la zanja deberá obturarse con material impemeable. 4. Buena práctica para la mayoría de los taludes. Dirijase la descarga lejos de la masa inestable.

Esquema	Métodos Aplicables	Comentarios
<p>III. Contrapesos de Tierra o Roca (Bermas)</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Excávase la masa inestable y reemplácese con un relleno compactado de tierra o roca. El pie del contrapeso deberá quedar en suelo firme o roca, por abajo del plano de deslizamiento. Se proporciona una capa dren con flujo de salida por gravedad en el respaldo del relleno de contrapeso. 2. Berma de tierra o roca compactada, colocada en y más allá del pie. Puede proporcionarse drenaje detrás de la berma. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se requiere acceso para el equipo de construcción y área para almacenamiento temporal. Usualmente el suelo excavado puede usarse en el relleno. Puede requerirse la recimentación de estructuras existentes. Puede que haya que hacerse en secciones cortas si la estabilidad durante la construcción es crítica. 2. Se requiere ancho y espesor suficiente de berma para que la falla no ocurra abajo o a través de ella.
<p>IV. Estructuras de Retención.</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Muro de retención del tipo criba o cantilever. 2. Pilotes verticales colados en sitio, llevados claramente abajo del plano de deslizamiento. Generalmente de 18 a 36 pulgadas de diámetro y espaciados de 4 a 8 pies. 3. Pilotes verticales colocados en sitio unidos a pilotes inclinados o a muerlos de anclaje. Los pilotes deberán llegar bastante abajo del plano de deslizamiento. Generalmente de 12 a 30 pulgadas de diámetro y de 4 a 8 pies de espaciamiento. 4. Anclas en tierra y pernos en roca 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Usualmente caro. Los muros en cantilever pudieran llegar a requerir anclaje. 2. El espaciamiento será tal que el suelo pueda desarrollar el efecto de arco entre los pilotes. Para deslizamientos profundos se han usado pilotes de diámetro muy grande (6 pies \pm). 3. El espacio lo suficientemente cerrado para que el suelo pueda arquear entre los pilotes. Los pilotes pueden ser ligados con una viga. 4. Pueden utilizarse para taludes altos y en áreas muy limitadas. Deberá utilizarse un diseño conservador, especialmente para soporte permanente.

REFERENCIAS

Bishop, A. W. (1955) "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes", *Geotechnique*, Vol. V, N° 1, pp. 7-17.

Bishop, A. W. y Bjerrum, L. (1960) "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems", *Memorias del Congreso de Investigación ASCE sobre Resistencia al Esfuerzo Cortante de Suelos Cohesivos*, Boulder.

Bjerrum, L. (1973) "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays", Informe General, VIII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Moscú, Memorias, Vol. 3, pp. 11-159. (también Instituto Noruego de Geotecnia Pub. 100).

Chirapunta, S. y Duncan, J. M. (1975) "The Role of Fill Strength in the Stability of Embankments on Soft Clay Foundations", Informe de Investigación de Ingeniería Geotécnica, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkeley.

Hunter, J. H. y Schuster, R. L. (1968) "Stability of Simple Cuttings in Normally Consolidated Clays", *Geotechnique*, Vol. 13, N° 3, Septiembre, 1968, pp. 372-378.

Janbu, N. (1963) "Slope Stability Computations", Informe de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Universidad Técnica de Noruega, Trondheim.

Janbu, N. (1973) "Slope Stability Computations", publicada en *Embankment - Dam Engineering, The Casagrande Volume*, John Wiley and Sons, pp. 47-86.

Kenney, T. C. (1963) "Stability of Cuts in Soft Soils", *Journal de la División de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, ASCE*, Vol. 99, N° 3M5, pp. 17-37.

V. Técnicas Especiales

Métodos Aplicables

1. Lechadeado
2. Inyección química
3. Electrósmosis (en suelos finos)
4. Congelación
5. Calentamiento

Comentarios

- 1 y 2. Usado exitosamente en varios casos. En otros con poco éxito. En el presente, la teoría no está completamente comprendida.
3. Generalmente caro
- 4 y 5. Métodos especiales que deben evaluarse específicamente en cada sitio. Pueden ser caros.

Todas estas técnicas deberán ser cuidadosamente evaluadas por anticipado para determinar su efectividad y costo probables.

Lowe, J. y Karafiath, L. (1960) "Stability of Earth Dams Upon Drawdown", Memorias del Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Ciudad de México, Vol. 2, pp. 537-552.

Morgenstern, N. R. y Price, V. E. (1955) "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", Geotechnique, Vol. 15, N° 1, pp. 79-93.

Tumbull, W. J. y Hvorslev, M. J. (1967) "Special Problems in Slope Stability", Journal de la División de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, ASCE, Vol. 93, N° SM4, Julio, 1967, pp. 499-528.

Wright, S. G. (1959) "A Study of Slope Stability and the Undrained Shear Strength of Clay Shales", Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkeley.



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

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

COMPACTACION

OCTUBRE, 1984

MATERIAL	EN BANCO		SUELTO		FACTOR DE CARGA	% DE EXPAN- SION O -- ABUNDAMIEN TO.
	lb/yd ³	ton/m ³	lb/yd ³	ton/m ³		
Caliza fisurada	4200	2.50	2600	1.54	0.62	62
Arena seca	2700	1.60	2400	1.42	0.89	13
Arena poco húme da.	3300	1.95	2900	1.72	0.88	14
Arena húmeda	3500	2.08	3100	1.84	0.89	13
Arenisca	4100	2.43	2600	1.54	0.63	58
Arena con grava seca.	3250	1.93	2900	1.72	0.89	12
Arena con grava húmeda.	3800	2.25	3400	2.01	0.89	12
Suelo superficial	2300	1.36	1600	0.95	0.70	44
Esquisto, Pizarra L	3500	2.08	2500	1.48	0.71	40

$$\text{Factor de carga medido en banco} = \frac{\text{peso suelto}}{\text{peso en banco}}$$

6

100

$$\text{Factor de carga} = \frac{6}{100 + \text{porcentaje de abundamiento}}$$

Abundamiento = esta expresado como un porcentaje en el incremento de volumen, determinado en - ambos casos.

$$\text{Porcentaje de abundamiento} = \frac{\text{Peso en banco}}{\text{Peso suelto}}$$

6 si el factor de carga es bien conocido

$$= \frac{1}{\text{factor de carga}} \times 100$$

FACTORES EN EL MOVIMIENTO DE TIERRAS

TABLA 1 - 2

PESOS APROXIMADOS DE DIFERENTES MATERIALES Y FACTORES DE CAMBIO DE VOLUMEN:

MATERIAL	EN BANCO		SUELTO		FACTOR DE CARGA	% DE EXPAN SION O -- ABUNDAMIEN TO
	lb/yd ³	ton/m ³	lb/yd ³	ton/m ³		
Caliche	3700	2.2	2100	1.25	0.57	76
Ceniza	1450	0.86	1000	0.60	0.69	45
Arcilla natural	2900	1.72	2100	1.25	0.72	38
Arcilla seca	2700	1.60	2000	1.18	0.74	35
Arcilla húmeda	3200	1.90	2500	1.48	0.78	28
Arcilla y grava seca.	2800	1.66	2200	1.30	0.79	27
Arcilla y grava húmeda.	3200	1.90	2600	1.54	0.81	23
Carbón de piedra antracita.	2500	1.48	1800	1.07	0.72	39
Carbón de piedra bituminosa.	2200	1.30	1600	0.95	0.73	38
Suelo marga seca	2600	1.54	2100	1.25	0.81	24
Suelo marga poco húmeda.	3200	1.90	2560	1.52	0.80	25
Granito fisurado	4500	2.67	2800	1.66	0.62	61
Grava seca	3100	1.84	2800	1.66	0.90	11
Grava húmeda	3700	2.20	3300	1.96	0.89	12
Grava arenosa en greña.	3600	2.13	3200	1.90	0.89	13
Kaolín.	2800	1.66	2160	1.28	0.77	30

I GENERALIDADES.

Ia. Definición.

Terracerías comprende el conjunto de cortes y terraplenes - de una obra vial ejecutadas hasta la subrasante.

Ib. Función.

Proporcionar una faja de apoyo al pavimento y aeropistas o a la superestructura de la vía férrea, de superficie uniforme, alineamiento, pendiente y elevación convenientes.

Ic. Breve reseña histórica.

Prácticamente puede afirmarse que las primeras terracerías - construidas en la República Mexicana fueron las de los ferrocarriles; sin embargo, el procedimiento que se siguió al principio para realizarlas era diferente del que hoy se usa, ya que no se tenía - ningún equipo para lograr una adecuada compactación, sino que ésta se obtenía durante la vida de la obra por el paso de los ferrocarriles y otras razones naturales. Así para lograr la compactación, se decía, que resultaba conveniente respetar el aforismo de que - "la vía hace la vía"; es decir, las terracerías construidas servían al mismo tiempo para introducir el ferrocarril que llevase al frente de trabajo los materiales que las forman y con el paso de éste compactar la obra.

Con tal criterio, a partir del triunfo de la República, en - el período de 1867 a 1910, se construyeron, entre otros, los ferrocarriles de México a Veracruz, Laredo, Ciudad Juárez, Nogales e Iguala, Veracruz a Suchiate, Coatzacoalcos-Salina Cruz, las peninsulares en Yucatán y numerosos ramales dispersos.

FACTORES DE EFICIENCIA POR HORA DE TRABAJO
PARA EQUIPO DE CONSTRUCCION

DIA	Oruga	50 min/hora	0.83
	Rueda	45 min/hora	0.75
NOCHE	Oruga	45 min/hora	0.75
	Rueda	40 min/hora	0.67

Eficiencia en la maquinaria de compactación

$$E = \frac{W \times S \times L \times K}{P}$$

donde:

- W = ancho del rodillo (pies)
- S = velocidad (millas/hora)
- L = espesor de la capa compactada (pulgadas)
- P = número de pasadas
- K = 16 (en el sistema inglés)

La fórmula considera 60 min por hora de operación

6
F-4

En 1936, para completar la red ferroviaria nacional y reconstruir y modernizar los ferrocarriles existentes, se fundó la actual Dirección General de Construcción de Vías Férreas, y ya con técnicas y maquinaria modernas construyó, entre otros, los ferrocarriles Caltzonzin-Apatzingán, el F.C. del Sureste, el F.C. Sonora-Baja California y el F.C. Chihuahua-Pacífico, habiendo empleado en esta última línea equipo de compactación en la capa de sub-balasto sobre las terracerías.

En la construcción de la Vía Férrea del Sur de El Risco a --
Quautla, las terracerías de acceso al Puente Coatzacoalcos, el tramo --
Viborillas-Villa de Reyes y la doble vía de México a Querétaro --
las terracerías se construyen compactándolas en capas horizontales --
de acuerdo con las técnicas avanzadas actualmente en vigor.

En cuanto a las carreteras, prácticamente, su construcción --
se inició con la creación de la Comisión Nacional de Caminos, en --
1925. Antes de esa fecha únicamente existían brechas que, en algu- --
nos casos, databan de las épocas anteriores al descubrimiento de --
América o bien de los días de la Colonia.

En el informe presidencial de 1924, se mencionaba como una --
obra notable de la Secretaría de Comunicaciones, la construcción --
de la calzada que unía a la Ciudad de México con la población de --
San Angel, esta obra fué realizada por el Departamento de Caminos y --
Calzadas de esa Secretaría.

En 1925, se comenzó la construcción de los caminos México--
Puebla, México-Toluca y México-Pachuca; en todos ellos se tomó co- --
mo norma que antes de proceder a la pavimentación del camino tenían --
que transcurrir 3 años, a fin de permitir que las terracerías alcan- --
zaran una compactación adecuada. Durante el primer año el tránsito --
de vehículos y otros efectos realizaban este trabajo; al mismo tiem- --
po se efectuaba el estudio de drenaje de la zona afectada por el --
construcción de la carretera, y se observaba el comportamiento de --
los taludes de los terraplenes y cortes, a fin de detectar los pro- --
blemas críticos a este respecto.

5

F-14

En el segundo año se procedía a construir la sub-base y base, en aquella época llamadas capas de revestimiento, volviendo a permitir el tránsito de vehículos, con el objeto de lograr una trituración adecuada del material utilizado, cuyo tamaño máximo era de 4".

Al tercer año de vida de la carretera se procedía a colocarle la carpeta.

En esta época atendiendo a la política económica del Gobierno las terracerías eran, prácticamente, realizadas a mano de obra a lo cual contribuía también el hecho de que las máquinas con que se contaba eran sumamente escasas.

Posteriormente se empezó a usar el rodillo "pata de cabra", y aplanadoras de 3 ruedas para compactar los terraplenes; así en la reconstrucción del camino México-Acapulco, en el año de 1953, se empezó a usar una mayor variedad de equipo: rodillos múltiples de pata de cabra con diferentes pesos y rodillo liso de 20 Ton., halados con tractores de oruga y compactadores de llantas neumáticas de 50 Ton. y fué esta carretera, en su trazo México-Cuernavaca, la primera en que se compactó atendiendo a especificaciones más uniformes así se reglamentó que los 50 centímetros superiores se compactara al 95%, y el siguiente metro al 90%, el resto del terraplén, se construiría con la compactación que diera el equipo.

La realidad es que en esa época se aceptaba el equipo que el contratista tenía; sin embargo, se empezó a sentir la necesidad de iniciar un estudio sobre el equipo más adecuado que podía emplearse para compactar cada material y así se realizó, empezándose a estudiar también los espesores máximos que podían compactarse en forma adecuada con cada equipo.

Es conveniente mencionar que fué en 1957, en las carreteras México-Palmillas y Querétaro-San Luis Potosí en las que por vez

primera se procedió a especificar compactación en todo el cuerpo - de las terracerías.

Respecto al control de la construcción se puede mencionar - que por el año de 1926 existía un laboratorio central de la Ciudad de México a donde se enviaban todos los materiales, con el objeto de realizar pruebas a fin de comprobar la calidad de la construc-- ción; como es natural este procedimiento requería un tiempo consi-- derable que no era compactible con el ritmo de la construcción, -- por lo que en esa época y con objeto de ahorrar tiempo se realiza-- ban pruebas de tipo cualitativo como la de utilizar un balín de di-- mensiones determinadas sobre la que pasaba el equipo y de acuerdo con las cualidades de la huella dejada en el material se concluía si éste reunía ya las condiciones adecuadas. En cuanto a la hume-- dad requerida por el material para lograr su mejor compactación, - quedaba totalmente a la experiencia del personal encargado de la - construcción.



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

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

TUNELES EN SUELOS

CAPITULO DEL LIBRO: LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES
CARRETERAS, FERROCARRILES Y AEROPISTAS, VOLUMEN 2

OCTUBRE, 1984

Túneles en suelos

XIV.1 INTRODUCCION

Se trata en este Capítulo de dar algunas ideas someras que puedan servir como introducción al problema del proyecto y la construcción de túneles en suelos. Se intentará decir algo sobre todo de tres aspectos fundamentales, a saber, de la valuación de las presiones actuantes sobre los revestimientos provisionales o definitivos que hayan de hacerse, de la medición e interpretación de las deformaciones que se detectan en la estructura y en el terreno vecino y de los métodos constructivos más usuales, conteniendo brevemente su influencia en el comportamiento general de la estructura y en el desarrollo de las presiones y las deformaciones que tengan lugar, pues, en efecto, en los túneles se presenta el caso ya analizado en los problemas de empuje de tierras sobre elementos de retención (Capítulo V), según el cual el procedimiento de construcción que se utilice determina, en buena parte, las presiones y el comportamiento por suceder.

Este Capítulo presenta en forma muy acentuada las dificultades, ya tantas veces palpadas a lo largo de esta obra, que necesariamente se tienen al tratar de separar a la Mecánica de Suelos, de la Mecánica de Rocas y de la Geología Aplicada. La construcción de los túneles está, por antonomasia, ligada a estas dos últimas disciplinas; raros son los túneles cuyo trazo discorra por completo sólo por suelos, aun cuando en esos casos poco frecuentes en número, puedan presentarse algunos de los problemas más difíciles de resolver en el arte de la construcción de túneles. Además, las rocas intensamente fracturadas o las más moderadamente rotas, pero con sus juntas y fracturas rellenas de suelo, presentan comportamientos que resultan imposibles de separar nitidamente de los que son objeto de interés por parte de la Mecánica de Suelos. Los túneles son quizá la estructura en que más difícil puede resultar intentar separar las disciplinas de la Geotécnica. Con esta consideración en la mente debe abordarse este Capítulo. El

objeto del estudio son los suelos, al igual que en toda la presente obra, pero los autores piden al lector anticipadas disculpas por toda la confusión que resulte de la inevitable mención de las rocas y de la también inevitable mezcla de ideas referentes a los dos materiales básicos de las ciencias geotécnicas. Piden también disculpas por no atacar en conjunto y en completo el problema de los túneles, haciendo intervenir a las rocas en este Capítulo sin tapujos. El objetivo de esta obra y sus propias limitaciones personales los obligan a desistir de esta tarea y a fijar su atención sólo en los suelos, a ellos más familiares, aún comprendiendo la limitación que ello causa a su trabajo.

La utilización de los túneles en la tecnología de las vías terrestres está muy desigualmente repartida. Desde luego estas estructuras constituyen un recurso familiar a los proyectistas y constructores de vías férreas en todo el mundo, pero en las carreteras el empleo de los túneles parece, hasta cierto grado, materia de preferencia personal de los proyectistas o de costumbres y tradiciones imperantes en cada país. Hay naciones en cuya red carretera el túnel es una estructura frecuente y hasta hay algunas, en que cabría preguntarse si no es demasiado frecuente; muchos países de Europa son ejemplo de todo lo anterior. Hay otras muchas naciones en que, por el contrario, los túneles, escasean muchísimo en las redes carreteras o no existen en absoluto.

Desde luego, el que haya o no un túnel en un determinado lugar de una carretera es, ante todo, una cuestión de topografía, de que exista un obstáculo que al ser atravesado, permita ahorrar longitud de trazo, guardando los requerimientos adecuados de curvatura y pendiente. En los ferrocarriles, los costos de operación, ligados al desarrollo del trazo y las exigencias de curvatura y pendiente son sumamente importantes, por lo cual los proyectistas de vías férreas están acostumbrados a tomar en cuenta el túnel en sus análisis de alternativas y a adoptarlo como solución final, frecuentemente, cuando resulta más favorable que las demás soluciones tentativas, competidoras.

En las carreteras, las exigencias de pendientes y curvatura son mucho más flexibles y, en muchos países, las intensidades de tránsito permiten, por ser relativamente bajas, mayores desarrollos longitudinales, con tal de evitar los costos de construcción, iluminación, ventilación, etcétera, que conllevan los túneles. No cabe duda de que el balance de todos estos criterios debe condicionar, en una red de transportes bien concebida, una mayor incidencia de túneles en las vías férreas que en las carreteras, pero también es probable que en estas últimas esta clase de estructuras resulte con cierta frecuencia la económica y la conveniente.

El túnel es una estructura de construcción peligrosa e incierta, pese a los avances que sus técnicas han experimentado en los últimos años; por lo menos esa es la opinión de muchos hombres con experiencia en la construcción de vías de transporte. Mucho más que en otras estructuras de las vías terrestres ocurren en los túneles situaciones no previstas por la exploración y los estudios previos, que hacen aparecer montos adicionales muy importantes de trabajo, tiempo y dinero, que trastornan los programas de construcción y provocan dificultades sociales y políticas; naturalmente que estos riesgos serán tanto menores cuanto mayor sea el monto de exploración y estudios previos que se efectúen. Todo esto influye seguramente bastante en el hecho de que los constructores de carreteras de muchos países los eviten casi sistemáticamente. Al lado de esto, en esos mismos países, los constructores de vías férreas opinan que los túneles pueden hacerse con seguridad y dentro de normas de programación muy razonables; de hecho no es raro que entre los proyectistas de los dos grandes tipos de vías terrestres esté planteada una amistosa, pero muy viva polémica, sobre las virtudes del túnel, los azares de su construcción y los alcances de su campo de aplicabilidad.

Los autores piensan que las técnicas actuales permiten afrontar la construcción de los túneles con el mismo ambiente general de seguridad y esperanza de éxito que se tenga en cualquier otra gran obra de ingeniería. Creen que la decisión de la construcción de un túnel debe ser, en la gran mayoría de los casos, una cuestión económica y de disponibilidad de equipo, en la que la decisión resulte de la comparación usual entre los costos de construcción, de operación y de mantenimiento. El túnel debe ser sistemáticamente tomado en cuenta dentro del conjunto de soluciones disponibles y construido cuando resulte ser la solución más económica, segura y conveniente.

El arte de la construcción de túneles debe figurar en las vías terrestres en otro aspecto diferente del usual. Muchas veces el túnel es una solución muy apropiada para la construcción de alcantarillas, obras de drenaje y de desvío, y también en estos campos debe de ser tomado en consideración. En el Capítulo VII de este libro se mencionaron casos en que los túneles constituyen excelentes obras de subdrenaje.

El análisis de las presiones de tierra sobre los recubrimientos de los túneles, objeto fundamental de este Capítulo, se hace generalmente con una metodología que tiene su raíz en los estudios teóricos, pero modificados e influenciados por la intuición y la experiencia, de manera que, a fin de cuentas, el diseño de tales recubrimientos es más un arte que una ciencia (Ref. 1).

Hay soluciones teóricas del problema que permiten calcular los esfuerzos y las deformaciones de los túneles en materiales idealizados, pero el proyectista debe adaptar los cálculos a materiales reales, cuyas propiedades no necesariamente son las mismas que las de los materiales ideales considerados; además, las propiedades del material real rara vez se conocen en forma segura y cambian mucho en distancias cortas. Como consecuencia, los conceptos presupuestos en las soluciones teóricas a menudo no son muy satisfactorios. Por lo anterior, será preciso continuar investigando el comportamiento de los túneles, para llegar a mejores métodos de análisis; es opinión general de los especialistas que la combinación de estudios teóricos y de conocimiento empírico, resultado de observación y mediciones de comportamiento de túneles reales será el camino más prometedor para llegar pronto a mejorar substancialmente los métodos de análisis de que hoy se dispone o para desarrollar otros nuevos y mejores.

El revestimiento de un túnel se imagina muchas veces como un elemento rígido en contacto más o menos continuo con el material que lo rodea. Esta es una visión limitada, pues hay casos en que otros tipos de elementos de soporte, tales como anclajes, bastan para resolver el problema y hay otros en que el material en que se excava el túnel es capaz de sostenerse por sí mismo.

Los revestimientos de un túnel pueden ser temporales (ademes) o definitivos. La distinción entre ambos no es a menudo muy significativa en lo referente a los aspectos en que la Mecánica de Suelos puede intervenir, diferenciándose los dos tipos más bien en los procedimientos de construcción. Un estudio para el revestimiento de un túnel tiene dos elementos básicos. En primer lugar, debe comprender una valuación cuidadosa de lo que se desea del revestimiento a lo largo de las condiciones cambiantes que pueden presentarse en su vida útil y, en segundo lugar, debe ser el resultado de una investigación que determine cómo puede alcanzarse cada uno de esos requerimientos. Un revestimiento puede cumplir diferentes funciones en tiempos distintos; la dirección de las cargas más importantes y la distribución de los esfuerzos y las deformaciones alrededor del túnel pueden cambiar desde los momentos iniciales de la excavación hasta la etapa de equilibrio final.

Los requerimientos más importantes de un revestimiento permanente se refieren a la resistencia, estabilidad, al control del agua y a la deformabilidad durante la vida de servicio. En un revestimiento pro-

visional, el requerimiento de mayor énfasis suele ser la necesidad de retener de inmediato el material excavado; este requerimiento depende mucho de la naturaleza del suelo, de los métodos de excavación empleados y de los procedimientos con que se construya el propio ademe. Tanto los revestimientos provisionales como los definitivos se ven muy influenciados por factores de ambiente.

El primer requisito para tener un túnel satisfactorio (Ref. 2) es que pueda construirse en forma segura, de manera que permanezca cumpliendo sus funciones por sí mismo o con ayuda de un revestimiento. El segundo requerimiento será que la construcción no cause daños a estructuras vecinas, si las hubiere; es frecuente que en las zonas en que las densidades de tránsito y otras condiciones permiten o aconsejan la construcción de túneles (sobre todo carreteros) existan desarrollos urbanísticos que pueden ser influenciados por la obra. Una tercera condición que debe cumplir un túnel satisfactorio es revelarse capaz de permanecer durante toda su vida de servicio a cubierto de las influencias a que pueda quedar sujeto. La primera de éstas será la presión de tierra, pero otros muchos accidentes o circunstancias pueden ser importantes.

XIV-2 IDEAS GENERALES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS TUNELES

La apertura de un túnel cambia las condiciones de esfuerzos en el medio original, que puede concebirse en principio como una masa en equilibrio dentro de un campo gravitacional. Los cambios que tengan lugar pueden ocurrir en forma continua o por etapas, hasta que llegue a alcanzarse una condición final en la masa, ya relativamente invariable, que puede considerarse como de equilibrio definitivo. Esta condición final implica el establecimiento de unas nuevas condiciones hidráulicas en el subsuelo y el cese de las deformaciones y los cambios de esfuerzo producidos por la excavación.

Cuando se excava un túnel se produce una región de esfuerzos cambiantes; en la que generalmente se incrementan las presiones verticales y que se localiza en el frente de la excavación, desplazándose con ella. En el frente, los estados de esfuerzo son netamente tridimensionales, pero tienden a transformarse en bidimensionales a medida que las zonas en que se producen van quedando más atrás y el avance de la obra continúa. Los cambios de estados de esfuerzos que produce la excavación no pueden ocurrir sin deformación en el medio; cuando hay revestimientos, éstos se deforman también. Los procesos de deformación resultantes evolucionan con el tiempo, de manera que este último representa una nueva variable en el proceso. La excavación produce cambios en las presiones de poro del agua en su vecindad; como el túnel representa siempre una zona a la presión

atmosférica, invariablemente el agua tenderá a fluir hacia su interior. De esta manera, el juego de presiones en el agua constituye otra importante variable del problema; en suelos de permeabilidad relativamente baja, la adaptación de las presiones del agua a los nuevos estados de esfuerzos de ninguna manera es instantánea, por lo que el tiempo influye otra vez a través de los mecanismos de evolución de presiones de poro y de transmisión de presiones a la estructura sólida del suelo. La aparición de presiones efectivas allí donde las presiones de poro se vayan disipando es fuente de la generación de nuevos esfuerzos cortantes y de nuevas deformaciones del medio. Todo el cuadro puede aún complicarse más por la aparición de toda una serie de efectos viscoplásticos, tales como el creep.

La construcción del túnel no sólo cambia los estados de esfuerzos en el interior del medio, sino que muchas veces cambia al propio medio; el empleo de los explosivos suele reducir la resistencia de rocas y suelos duros en torno a la galería y otros métodos de excavación, tales como escudos, producen remoldeo en los suelos vecinos. Solamente en túneles que puedan excavarse en forma manual y en los que no se requiera ningún tipo de ademe podrá pensarse que la perturbación en los materiales de la galería sea realmente pequeña.

La mayor parte de los túneles en suelos han de ser ademados en algún momento de la construcción. Muchas veces el ademe se requiere para garantizar la estabilidad inmediata; en ocasiones, inclusive antes de iniciar la excavación han de mejorarse los suelos involucrados. Los ademes son generalmente rígidos, formados con piezas de madera o de acero, aun cuando con cierta frecuencia se utilizan en una primera etapa otros métodos de soporte que dan lugar a sostenes mucho más flexibles, si bien, aun en tales casos, lo común es construir un ademe rígido muy poco tiempo después. También es común que el revestimiento pueda construirse con un cierto desfase respecto al avance de la excavación, de manera que su erección vaya avanzando a cierta distancia detrás. En este caso se produce una relajación parcial de los esfuerzos en la parte de la excavación no sostenida, la cual está asociada a los movimientos del terreno que se produzcan antes de colocar el revestimiento. También muchas veces se construye un soporte que posteriormente se expande, apretándose contra las paredes del túnel; este proceso induce un incremento en los estados de esfuerzos, tanto en el revestimiento como en el terreno y estos nuevos esfuerzos producen las correspondientes deformaciones.

Aun cuando no haya amenaza de un colapso, derrumbe o cierre de la excavación, puede requerirse el revestimiento como forma para mantener las deformaciones de la excavación en límites tolerables. Deformaciones muy grandes pueden distorsionar en exceso la sección estructural o producir cambios en la superficie del terreno o daños a estructuras próxi-

mas; además, las grandes distorsiones suelen producir reducciones indeseables en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, como consecuencia de degradación estructural. De esta manera, el ademe colocado a tiempo, puede impedir el desarrollo ulterior de fuertes presiones de tierra. Los materiales expansivos, los que muestran tendencias a creep o las rocas con juntas rellenas de suelos arcillosos no pueden alcanzar, de hecho, ninguna condición satisfactoria de equilibrio final si no se ademan y ello aun cuando inicialmente no presenten ningún signo de inestabilidad.

Es imposible e indeseable impedir del todo las deformaciones de la galería. Algo de deformación es necesaria para llegar a una distribución favorable de las presiones y el ingeniero debe en cada caso determinar qué monto de movimiento mínimo debe tolerar para obtener beneficio y a partir de qué momento la deformación le resultará desfavorable. Este control de la deformación se hace sobre todo con restricciones y acuñamientos en el revestimiento. Las cargas que soporte un ademe o un revestimiento dependen de la condición del suelo en el momento en que dicho soporte se coloca; si el suelo hubiese alcanzado una condición de equilibrio final antes de que se coloque el revestimiento, éste no recibirá empujes posteriores, pero si el revestimiento se coloca antes de alcanzar el equilibrio final, representará una nueva condición de frontera al estado de esfuerzos y deformaciones preexistentes, de manera que estos estados evolucionarán de manera diferente a que si el ademe no se hubiera puesto.

La excavación hace que, por lo menos durante un tiempo, los esfuerzos normales radiales en la frontera del material se reduzcan al valor de la presión atmosférica y esto conduce a tales deformaciones en las paredes, que los esfuerzos que actúan finalmente sobre cualquier revestimiento que se coloque no se parecen en nada a los esfuerzos que había originalmente en el medio.

La construcción de los túneles produce cambios radicales en las condiciones hidráulicas del subsuelo; éstos pueden ser temporales o definitivos, según sea la permeabilidad de la estructura. Un túnel generalmente produce abatimiento del nivel freático vecino a él y ello hace aumentar los esfuerzos efectivos en la masa de suelo y los pesos de esa masa, de donde resultan asentamientos no reversibles. Si el revestimiento del túnel es impermeable o se toman precauciones para restaurar el contenido de agua y la condición de la misma en el suelo, el nivel freático se recuperará al cabo de un tiempo; en caso contrario el túnel será un dren permanente. La primera actitud conduce a la necesidad de que los revestimientos soporten adicionalmente presiones hidrostáticas, en tanto que la segunda exige tomar todas las precauciones para que el túnel funcione efectivamente como un dren, sin que ello interfiera en su utilización principal.

Es evidente que siempre será económico y desea-

4

ble un criterio de diseño que haga el máximo uso posible de la capacidad del material para soportarse a sí mismo. Una elección apropiada de los sistemas de revestimiento y de los momentos en que se instalen puede contribuir a minimizar las cargas de tierra y a hacer que el medio tome por sí mismo la mayor parte de sus presiones. De hecho, y ésta es una regla fundamental, un revestimiento debe contemplarse siempre como una restricción que se coloca para ayudar al material excavado a soportarse a sí mismo. Desde este punto de vista es muy importante el control de los movimientos, pues mientras los muy grandes aflojan y debilitan al medio, haciéndolo perder capacidad de soporte, los demasiado pequeños pueden impedir también, ya se dijo, que el material desarrolle toda su capacidad. El permitir que tengan lugar los niveles apropiados de desplazamiento es uno de los puntos esenciales también en el diseño de revestimientos. El cómo controlar los movimientos depende mucho de las propiedades del material y de la naturaleza del propio revestimiento; para unas condiciones dadas existe una combinación óptima de flexibilidad y rigidez.

XIV-3 TIPOS Y CAUSAS DE LA PRESION DE TIERRAS Y ROCAS EN TUNELES

En la naturaleza, las rocas están sujetas a su propio peso y al peso de las masas sobreyacentes; como consecuencia, en su interior se desarrollan esfuerzos y deformaciones que se producen entre las partículas individuales constituyentes. Mientras la roca o un suelo duro estén confinados, no podrán producirse los desplazamientos interparticulares necesarios para que se desarrollen los estados de deformación correspondientes a los esfuerzos actuantes, por lo que éstos se acumulan o almacenan en el material, pudiendo llegar a valores muy altos, muy por encima de los límites de fluencia. Tan pronto como este material así esforzado pueda moverse, ocurrirán en él desplazamientos en forma de flujos plásticos o, inclusive, de "explosiones", en las que fragmentos de la roca o del suelo duro pueden salir proyectados violentamente; sólo si los esfuerzos residuales no han sobrepasado el límite elástico del material, ocurrirán desplazamientos en el rango elástico.

Las excavaciones que se hagan en el interior de la masa crean siempre un espacio vacío hacia el que se posibilitan los desplazamientos; a la vez, los pesos de los materiales suprayacentes actúan como una carga repartida sobre el techo de la excavación producida. La resistencia del suelo o de la roca proporciona los elementos resistentes, casi en nada movilizados antes de la excavación, como consecuencia de la situación prevaleciente de deformación impedida. Para mantener el orificio practicado, que tratará de cerrarse por sí mismo, suele ser necesario emplear elementos auxiliares de retención. La presión que estos ele-

mentos reciben del material que actúa en contra de ellos es la carga de roca o la carga del suelo, o la presión de roca o la presión de suelo, como también se dice.

La determinación de estas presiones en un caso dado es uno de los problemas más difíciles a que puede enfrentarse un ingeniero geotécnico. Las dificultades provienen, no sólo de lo difícil que pueda ser establecer las condiciones primarias u originales de los esfuerzos en la masa virgen, sino también del hecho de que el estado de esfuerzos se modifica alrededor de la excavación, una vez practicada ésta y, como ya se comentó, esas modificaciones dependen de muchos factores difíciles de valorar, tales como la naturaleza y resistencia del suelo o roca, del tamaño del orificio practicado, del método con que se produjo, de la forma y rigidez de los elementos de soporte que se empleen y del tiempo que se haya dejado la excavación sin sostén, antes de ponerlo.

La historia de esfuerzos residuales de una masa rocosa o de un suelo firme queda de un modo u otro reflejada en todo el conjunto de grietas, fisuras u otros accidentes que existan, pero suele resultar extraordinariamente difícil el poder establecer cuáles de esos esfuerzos actúan aún y juegan un papel. Los suelos transportados se depositan en forma más o menos ininterrumpida y uniforme, adquiriendo un perfil de estratificación que suele ser relativamente poco perturbado por influencias externas. Los estados de esfuerzos residuales no alcanzan generalmente valores altos y es común considerar en los análisis de presiones sólo los esfuerzos verticales debidos al peso de los estratos, sobreyacentes y los horizontales, producidos como consecuencia. En los suelos residuales, por el contrario, es mucho más cercana la situación a la que prevalece en los macizos rocosos y la herencia de la roca original se manifiesta no sólo en accidentes, fisuramientos o fracturamientos, sino también en estados de esfuerzos previos de tipo residual. Otro tanto sucede en las formaciones de roca fragmentada o de roca fisurada, que figuran en la frontera entre suelos y rocas. De esta manera han de establecerse diferencias básicas, desgraciadamente no bien dilucidadas, entre las formaciones de suelos transportados y las de suelos residuales o las de materiales de comportamiento que pudiera considerarse mixto. Parece probable que en las formaciones de suelo residual o en las formaciones de roca fragmentada, o muy fisurada (con esas fisuras rellenas de suelo) lo razonable sea estimar las presiones con métodos que no se aparten mucho de los que establece la Mecánica de Rocas, en tanto que en las formaciones de suelos transportados podrán utilizarse esquemas más sencillos, como el arriba esbozado, que considera sólo el esfuerzo vertical del peso y el horizontal causado por el anterior.

La experiencia actual (Ref. 3) parece probar que en las rocas los estados de esfuerzos no se establecen en la forma diferenciada entre esfuerzos horizontales y

verticales que es común aceptar en los suelos; hay indicaciones importantes en el sentido de la existencia de estados iniciales hidrostáticos, antes que orientados y a éstos se sobreponen los esfuerzos tectónicos, muchas veces actuando en sentido opuesto al campo gravitacional. Las juntas de las rocas, con sus orientaciones en cualquier dirección parecen comprobar que la dirección vertical no es en las rocas, ni con mucho, tan privilegiada como suele considerársela en los suelos.

En los suelos transportados, especialmente en los depósitos arcillosos, es común observar que las presiones laterales no se desarrollan de acuerdo a lo que sería de esperar a partir de las deformaciones correspondientes, sino que van sufriendo un cambio gradual desde la condición inicial, en que el esfuerzo horizontal es una fracción del vertical hasta una condición final más parecida a la hidrostática.

A partir de los trabajos de Terzaghi (Refs. 4, 5 y 6) se ha hecho costumbre expresar las presiones secundarias de roca o suelo firme, es decir, aquellas que se ejercen sobre los ademes después de excavar el túnel, como el peso de una masa de una cierta altura sobre el túnel; se considera que ésta es la masa que se caería en primera instancia si no se colocara ningún ademe. Las deformaciones del sistema de soporte producen arqueado posterior de la masa sobre el techo y alivio de la presión. El propio Terzaghi distingue el caso de las presiones ejercidas por los suelos plásticos blandos, en las que la deformación posterior del ademe no produce alivio. Estas presiones no dependen mucho en magnitud del momento de la instalación del ademe o de las características de éste, si bien la distribución de la presión si se ve afectada por estos conceptos. La presión de rocas y suelos firmes, en cambio, si se ve afectada por el momento en que se coloque el ademe, porque las deformaciones que siguen a la excavación varían mucho con el tiempo.

Las razones para que se desarrollen las presiones sobre los ademes son las siguientes (Refs. 1 y 3):

- Aflojamiento de las masas de roca o suelo firme.
- El peso de masas sobreyacentes.
- Las fuerzas tectónicas.
- Expansión del material en que se excava el túnel.

Estos mecanismos conducen a la aparición de tres tipos de presiones sobre los techos de los túneles:

- Presión por aflojamiento.
- Verdadera presión de montaña.
- Presión por expansión.

Estos tipos de presiones pueden presentarse individualmente o en conjunto. El tipo de presión que se desarrolla en un caso dado depende mucho de la naturaleza del material sobre y alrededor del túnel. Conviene diferenciar tres casos:

- Rocas sanas y masivas.
- Rocas blandas o meteorizadas. Suelos residuales duros.
- Suelos blandos, residuales o transportados.

A. Presión por aflojamiento

Cuando se afloja la masa de roca o suelo firme sobre el techo de un túnel, por efecto de la excavación y del peso de la carga sobreyacente, el comportamiento de esa masa puede asimilarse al de una masa de suelo granular colocada en un silo, cuando en el fondo de éste se abre una abertura.

Esta es la condición de presión que consideró Terzaghi en sus análisis sobre empujes en túneles (Refs. 6 y 7), de manera que la presión por aflojamiento de la roca se considera hoy básicamente representada por los mecanismos propuestos por él.

La concepción de Terzaghi para el mecanismo de estas presiones incluye en forma muy predominante efectos de arqueado en suelos. Este efecto puede visualizarse como sigue: Supóngase una masa de suelo de gran extensión que descansa apoyada en una superficie horizontal rígida; supóngase que, por alguna razón, una parte de la superficie horizontal cede un poco hacia abajo, de modo que el suelo que haya quedado sobre esa parte tienda también a descender. Al movimiento de esa parte del suelo, relativo al resto, que ha permanecido inmóvil por estar firmemente apoyado, se opondrá la resistencia al esfuerzo cortante que pueda desarrollarse entre la masa móvil y el resto del suelo, estacionario. Esta resistencia tiende a mantener a la masa móvil en su posición original y, por lo tanto, a reducir la presión del suelo sobre la parte que haya cedido en la superficie de soporte. Como efecto consecuente aumentará, por el contrario, la presión que las masas estacionarias ejercen sobre las partes fijas de dicha superficie de soporte.

Tiene lugar, por lo tanto, una transferencia de presiones, de la parte de la superficie cedida a los apoyos estacionarios. Este efecto recuerda el modo de trabajar de un arco estructural y de ahí recibe el nombre de efecto de arqueado.

La consecuencia práctica del efecto anterior en elementos de soporte en que haya puntos de deformación restringida y zonas de cedencia más fácil, es una disminución de la presión en esas zonas y una concentración en aquellos puntos, de modo que, a fin de cuentas, resulta modificado el diagrama de presiones.

El experimento que se describe a continuación permite visualizar el efecto de arqueado muy claramente (Ref. 7). La interpretación posterior de tal experiencia permite llegar a la formulación clásica del fenómeno, hecha por Terzaghi (Refs. 7 y 8).

Considérese una balanza sobre una mesa. Sobre uno de los platillos de la balanza está situado un ci-

6

lindro vertical de vidrio o lucita, de modo que el cilindro no toque el platillo, por estar provisto de un apoyo independiente situado sobre la mesa. En el otro platillo se ha colocado un recipiente con agua, provisto de una llave de purga; el agua extraída se recogerá en una probeta graduada. En el platillo situado bajo el cilindro de vidrio se coloca un contrapeso que equilibre al peso del recipiente colocado en el otro platillo cuando esté vacío de agua. La Fig. XIV-1 muestra un esquema de la disposición de los elementos antes citados.

Una vez colocado el cilindro muy cerca del platillo, pero sin tocarlo con la balanza fija (sin movimiento en los platillos), se llena de arena, dejándola caer por la parte superior. La arena descansa así directamente sobre el platillo. Al mismo tiempo, en el otro platillo, se coloca agua en el recipiente contrapesado, de manera que el peso del agua sea igual al de la arena del primer platillo. En estas condiciones se dejan en libertad los platillos observándose, como es natural, que quedan equilibrados. Si ahora se abre la llave de purga del recipiente que contiene el agua, permitiendo que ésta fluya hacia la probeta, se observará que la balanza no se desnivele, aun cuando el peso que se pierda de agua sea importante.

Cuando sólo una pequeña fracción del agua original quede en el recipiente, se notará que la balanza llega a desnivelarse, derramándose la arena del cilindro a través del espacio producido bajo él por el movimiento de la balanza.

Una interpretación sugestiva del experimento descrito consiste en suponer que lo que sucede en el cilindro es que cuando el platillo tiende a bajar y a ceder bajo la arena, ésta empieza a trabajar por arqueado transmitiendo su peso, por fricción, a las paredes del cilindro. Este efecto disminuye el peso de la arena que gravita sobre el platillo. A medida que sigue drenándose el agua del recipiente del otro platillo, el primer platillo bajo la arena seguirá bajando una magnitud imperceptible, pero suficiente para dar lugar a mayor desarrollo del efecto de arqueado en la zona inferior de la arena. La zona superior gravitará

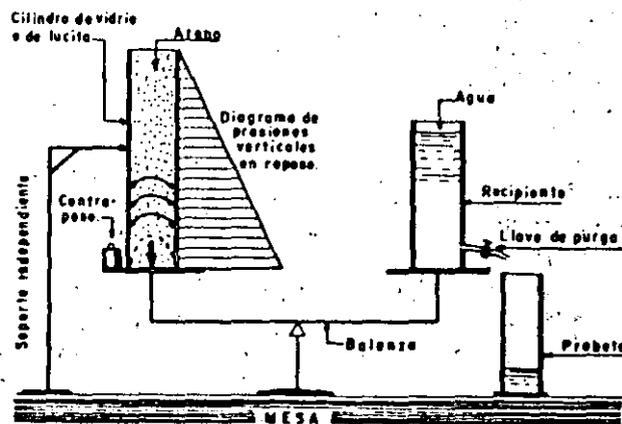


Figura XIV-1. Experimento que ilustra el efecto de arqueado en suelos granulares.

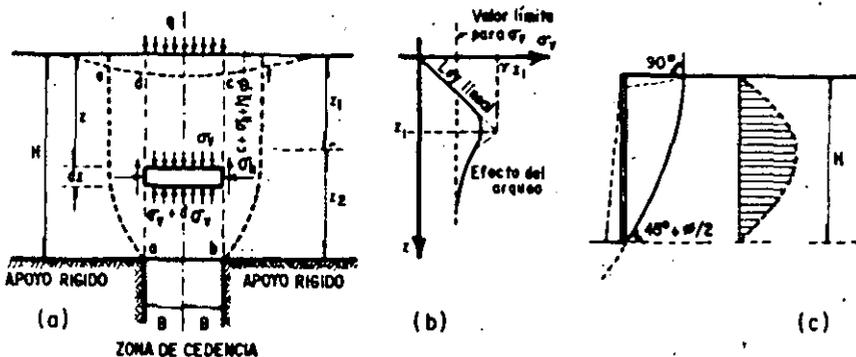


Figura XIV-2. Los dos problemas más preferentemente tratados por las teorías de arco.

sobre los arcos o, mejor dicho para este caso, bóvedas formadas en la masa granular inferior. El desequilibrio de la balanza se presenta cuando el peso del agua es igual prácticamente al peso de la arena contenida en el semi-elipsoide de revolución indicado en la figura por trazo discontinuo, pues esta masa de arena no tiene ninguna otra forma de sustentación posible. Una vez roto el equilibrio, este volumen de arena cede permitiendo el desplome de los arcos o bóvedas con la consecuencia del derrame de toda la arena, observado en el experimento.

A este efecto de arqueado suele también llamársele acción de silo por presentarse en los silos para el almacenaje de cereales.

Las teorías de arco más estudiadas se refieren por lo general a dos problemas específicos: el primero considera un estrato de arena de extensión infinita, pero espesor finito, descansando sobre una base infinita de la cual cede una sección angosta de longitud infinita; es decir, se analiza un problema de deformación plana. El segundo problema considera el caso de un elemento vertical de soporte que gira en torno a su extremo superior, provocando el arqueado de la masa del relleno. En la Fig. XIV-2 (a y c) se esquematizan ambos problemas mencionados.

Terzaghi distingue tres tipos de teorías de arqueado, en referencia al tratamiento del primero de los dos problemas mencionados.

- 1) Teorías en las que se consideran las condiciones para el equilibrio de la arena localizada inmediatamente arriba de la zona de cedencia, sin investigar si los resultados obtenidos son compatibles con las condiciones de equilibrio de la arena situada más lejos de dicha zona.
- 2) Teorías basadas en la hipótesis de que la masa completa de arena colocada sobre la frontera que cede está en condiciones de equilibrio crítico. Esta hipótesis no es compatible con los datos experimentales de que se dispone.
- 3) Teorías en que se supone que las secciones verticales *ad* y *bc* (Fig. XIV-2.a), que pasan por los extremos de la faja de cedencia son superficies de deslizamiento y que la presión sobre la frontera cedente es igual a la diferencia entre el peso total de la masa de arena

colocada sobre esa frontera y la resistencia friccionante desarrollada a lo largo de las superficies de fluencia. Las superficies reales de deslizamiento son la *ae* y *bf*, curvas, según indican los datos experimentales, con una separación mayor en la superficie que el ancho de la zona de cedencia; por lo tanto la fricción a lo largo de las superficies verticales supuestas no puede estar totalmente desarrollada, pues esas superficies no son, estrictamente hablando, superficies de fluencia. Este hecho produce un error del lado de la inseguridad.

Las teorías de los tres grupos conducen a resultados diferentes entre sí y puede decirse que el fenómeno de arqueado no ha sido estudiado en la realidad lo suficiente como para poder juzgar el valor relativo de cada una de ellas. El grupo más sencillo de analizar es el mencionado en tercer lugar y una Teoría de este grupo es la que se expone a continuación, y la que se ha usado en los análisis de túneles.

En ella se considera que la resistencia del suelo está dada, en general, por la ley de Coulomb:

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

Se considera también inicialmente que en la superficie del terreno considerado actúa una sobrecarga *q*.

En la Fig. XIV-2.a se muestra un elemento prismático de suelo situado a la profundidad *z* y de espesor *dz*. El esfuerzo vertical en la cara superior se denomina σ_v y el esfuerzo horizontal, en las caras laterales, se supone ser:

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (14-1)$$

donde *K* es una constante de presión de tierras.

Considerando el equilibrio vertical del prisma elemental se tiene:

$$2B\gamma dz = 2B(\sigma_v + d\sigma_v) - 2B\sigma_v + 2cdz + 2K\sigma_v \operatorname{tg} \phi dz \quad (14-2)$$

Simplificando y operando puede llegarse a:

$$\frac{d\sigma_v}{dz} + \sigma_v \frac{K}{B} \operatorname{tg} \phi = \gamma - \frac{c}{B} \quad (14-3)$$

que es una ecuación diferencial lineal, de primer orden y primer grado. Resolviéndola se tiene:

$$\sigma_v = e^{-\int P dz} \left[Q e^{\int P dz} dz + C \right]$$

donde:

$$P = \frac{K}{B} \operatorname{tg} \phi \quad \text{y} \quad Q = \gamma - \frac{c}{B}$$

por lo tanto:

$$\sigma_v = e^{-z(K/B) \operatorname{tg} \phi} \left[\left(\gamma - \frac{c}{B} \right) \int e^{z(K/B) \operatorname{tg} \phi} dz + C \right]$$

operando:

$$\sigma_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{c}{B} \right)}{K \operatorname{tg} \phi} + C e^{-z(K/B) \operatorname{tg} \phi} \quad (14-4)$$

Teniendo en cuenta el planteamiento del problema puede escribirse la siguiente condición de frontera:

$$\sigma_v = q, \quad \text{si } z = 0 \quad (14-5)$$

Aplicando esta condición a la solución 14-4 se llega a:

$$\sigma_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{c}{B} \right)}{K \operatorname{tg} \phi} [1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi (z/B)}] + q e^{-K \operatorname{tg} \phi (z/B)} \quad (14-6)$$

Donde e es la base de los logaritmos naturales. Si el material que constituye el estrato bajo estudio es puramente "friccionante" ($c = 0$), la ecuación anterior se reduce a:

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{K \operatorname{tg} \phi} (1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi (z/B)}) + q e^{-K \operatorname{tg} \phi (z/B)} \quad (14-7)$$

Si la sobrecarga q es nula, la ecuación (14-7) aún puede reducirse a:

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{K \operatorname{tg} \phi} (1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi (z/B)}) \quad (14-8)$$

Cuando z tiende a ∞ el valor de σ_v para un estrato de arena limpia, sin sobrecarga, tiende a:

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{K \operatorname{tg} \phi} \quad (14-9)$$

que naturalmente es constante. Se ve entonces que, en este caso, la presión vertical dentro de la arena

ya no sigue la conocida ley lineal, sino que su gráfica se hace curva, acercándose asintóticamente al valor (14-9); de manera que, según la teoría expuesta, la presión que actúa en la frontera cedente resulta menor de lo que se deduciría de la profundidad de tal frontera. Viendo la fórmula 14-9 y considerando, para fines apreciativos, un valor $\phi = 30^\circ$ y $K = 1$, se tiene:

$$\sigma_v \doteq 2B\gamma \quad (14-10)$$

lo cual indica que, para esos valores, la presión que se ejerce sobre la zona cedente es únicamente la correspondiente a una columna de arena de altura $2B$, o sea el ancho de dicha zona cedente. Es importante notar, en la ecuación (14-9), que el valor de la presión vertical σ_v es proporcional al ancho de la zona cedente, $2B$.

Pero por otra parte, los datos de la observación experimental en arenas (Ref. 9) han demostrado que el valor de K aumenta desde 1, muy cerca del centro de la frontera que cede, hasta 1.5 en una elevación $2B$ sobre ese punto. A elevaciones mayores que $5B$ aproximadamente, parece ser que el hecho de que la frontera ceda ya no influye en el estado de esfuerzos de la arena. Estos hechos experimentales imponen la hipótesis de que la resistencia al esfuerzo cortante de la arena se moviliza sólo en la zona inferior de espesor z_2 de las superficies de deslizamiento ad y bc ; con esta hipótesis, la parte superior de la masa de arena actúa sobre la masa que se extiende en la altura z_2 simplemente como una sobrecarga q y la presión en la frontera cedente debe entonces calcularse haciendo uso de la fórmula 14-7.

Si z_1 (Fig. XIV-2.a) es la profundidad a lo largo de la cual no existen esfuerzos cortantes en las superficies verticales de deslizamiento, se tendrá

$$q = \gamma z_1$$

por lo tanto, para ese valor de q y para $z = z_2$, profundidad en que la resistencia al esfuerzo cortante de la arena si se moviliza, la ecuación 14-7 queda:

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{K \operatorname{tg} \phi} [1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi (z_2/B)}] + \gamma z_1 e^{-K \operatorname{tg} \phi (z_2/B)} \quad (14-11)$$

cuando z_2 tiende a ∞ el valor de σ_v tiende a

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{K \operatorname{tg} \phi} \quad (14-9)$$

que es el mismo valor 14-9, constante.

Por lo tanto, cuando una parte de la frontera inferior de una masa de arena de gran espesor cede, la presión sobre esta zona cedente no es igual a la correspondiente a toda la altura de la arena que gravita sobre ella, sino que alcanza un valor menor que tien-

de al dado por la expresión 14-9, independientemente de la profundidad.

Por ejemplo, si $\phi = 40^\circ$, $K = 1$, $z_1 = 4B$, la presión de la arena crece según ley hidrostática con la profundidad hasta el valor $z_1 = 4B$, pero abajo de éste, la presión queda medida por la ecuación 14-11 y disminuye cuando la profundidad aumenta, acercándose asintóticamente al valor 14-9. La teoría indica que a una profundidad de más de $8B$, la influencia del peso de la arena en el espesor z_1 ya es despreciable, pues a tal profundidad el valor de σ_v ya se acerca suficientemente al valor final constante. También puede decirse que a una elevación de más de $4B$ ó $6B$ sobre el centro de la zona cedente, la presión sobre tal zona cedente ya no se ve influenciada por el estado de esfuerzos prevalecientes en las capas superiores de la arena.

En realidad, la transición entre la resistencia al esfuerzo cortante totalmente movilizada en la parte baja de la superficie de deslizamiento *ad* y *bc* y el valor nulo en las partes altas de esas superficies es seguramente gradual y, por lo tanto, también será suave la variación del esfuerzo normal vertical con la profundidad no alcanzándose el valor γz_1 , a partir del cual disminuye bruscamente, sino que comienza a variar gradualmente desde antes de esa cantidad, con valores ya menores que los correspondientes a la ley lineal. En la Fig. XIV-2.b se muestra esquemáticamente con línea llena la variación real de σ_v , verificada con mediciones, en tanto que con trazos discontinuos se indica la teórica, brusca.

Experimentos recientes muestran que cuando se abre bruscamente la ranura en la superficie rígida horizontal sobre la que descansa la masa de arena, volviendo al ejemplo de arqueado inicial, la presión en la zona de la ranura disminuye bruscamente a su valor mínimo y el arqueado se produce al máximo, pero si la cedencia en la ranura se hace mayor, la presión tiende a aumentar gradualmente, aunque no se alcanza el valor correspondiente al peso de la columna de suelo suprayacente (presión geostática). Tal fenómeno se muestra en la Fig. XIV-3, que recoge las experiencias de Künztl (Ref. 3).

La cedencia de una ranura en la superficie de apoyo rígida de la masa de suelo se asimila, como causa de arqueado, con la cedencia del techo de un túnel por efecto de las cargas actuantes sobre él. Si el techo se deja sin soporte (lo que equivale a dejar la ranura abierta) se llegará a regenerar la presión sobre él, por lo menos parcialmente; se forman cuñas de material desprendido que se cae y que van siendo mayores según el tiempo pasa (Fig. XIV-4) (Ref. 3).

El valor del ángulo α que se desarrolle depende de la cohesión del suelo y crece con ella y la máxima altura afectada sobre el techo, antes de que se restablezca el equilibrio final será:

$$h_{\max} = \frac{B_t}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \quad (14-12)$$

La magnitud de la presión resulta casi proporcional al área de la cuña en trancé de desprendimiento, o sea al cuadrado del claro de la cavidad.

El peso de la cuña desprendida y aflojada es entonces el responsable de lo que se ha llamado en páginas anteriores presión por aflojamiento. De lo anteriormente dicho en relación a la evolución de la magnitud de la cuña desprendida con el tiempo y de lo también dicho en relación al desarrollo del fenómeno de arqueado de acuerdo con los niveles de deformación que se permiten en el techo, se desprende claramente como la presión de aflojamiento dependerá muchísimo de la oportunidad con que se coloque el ademe, de la naturaleza y estructuración de éste y del cuidado ejercido durante la construcción. Por ejemplo, el uso exagerado de explosivos puede conducir a presiones desmedidas, por fragmentación del material excavado.

La altura de la zona aflojada aumenta también con la longitud de la galería que se deje sin soporte.

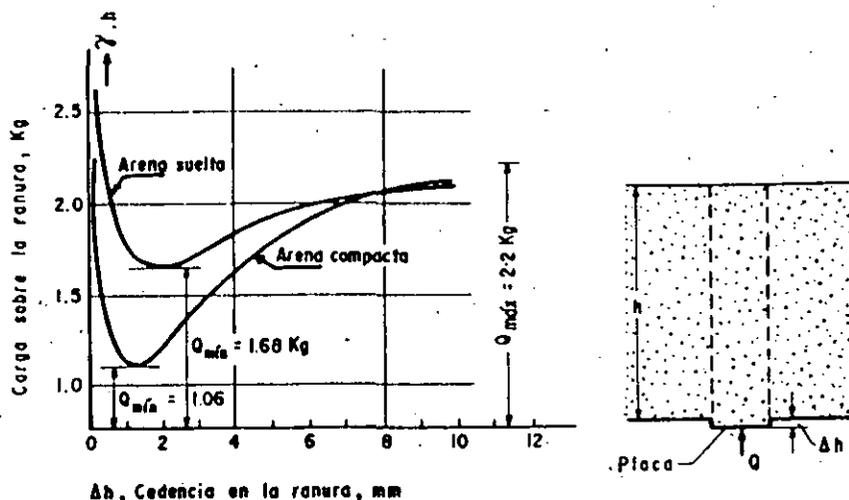


Figura XIV-3. Presión sobre una ranura Efecto de Silo (Ref. 3).

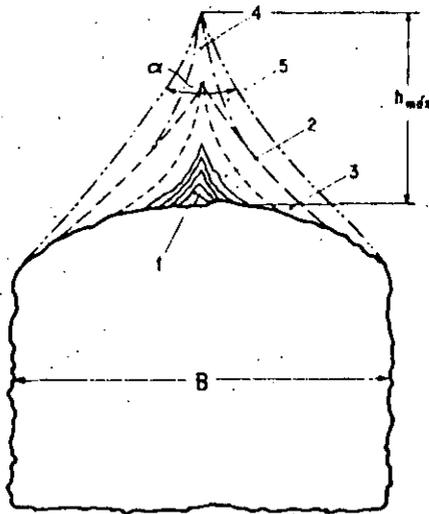


Figura XIV-4. Proceso de aflojamiento del techo de un túnel (Ref. 3).

La Fig. XIV-5 muestra la diferencia en estos efectos por el concepto de qué longitud se deje de ademar en el frente de la excavación.

En la parte *a* el trecho sin ademar es relativamente corto; la sección ademada trabaja sostenida y en ella se desarrolla arqueo, en tanto que en el frente de la excavación ocurre un efecto similar a un arqueo tridimensional, al que se da el nombre de efecto de medio domo. En la parte *b* de la figura se ha dejado sin ademar un trecho mucho más largo; la parte no soportada, seguramente aflojada por la excavación, es mucho más amplia y el efecto del medio domo ha de desarrollarse abarcando masas mucho más grandes, de manera que los pesos ejercidos sobre la zona floja son mayores.

Cuando la excavación se realiza descuidadamente a escasa profundidad puede ocurrir que la zona de

aflojamiento alcance a la superficie, en la que se producen grietas limitándola; en tal caso, la presión por aflojamiento sobre el techo puede llegar a ser igual al peso completo de la masa suprayacente (presión geostática).

Los efectos de arqueo, primeramente propuestos por Terzaghi y a que ya se ha hecho referencia, se desarrollan más cuanto más friccionante y menos cohesivo sea el suelo o la roca fisurada o fragmentada; ello no quiere decir que estos efectos no ocurran en cierta escala en suelos cohesivos; en éstos el aumento de presión posterior y la llegada al equilibrio final ocurre más lentamente y la disminución de presión por arqueo será más grande cuanto mayor sea la cohesión.

B. Verdadera presión de montaña

Este fenómeno aparece cuando los estados de presión secundarios que se desarrollan ya excavado el túnel, en sobreposición a los esfuerzos primarios en la masa, existentes antes de efectuar la excavación, exceden la resistencia del material excavado y no sólo en el techo, sino en los lados y aún en el piso del túnel; es decir, cuando los esfuerzos secundarios alcanzan un orden de magnitud semejante al límite de plasticidad del material. La condición puede producirse por una sobreposición de esfuerzos, en la que los esfuerzos originales del material se combinan con los que se producen sobre un ademe como consecuencia de la excavación, pero también puede ser una condición natural, existente en el material antes de excavarlo, cuando en él existe lo que se llama un estado plástico latente, en el cual el flujo plástico de la roca o de un suelo residual muy firme se ha mantenido impedido por el confinamiento de masas

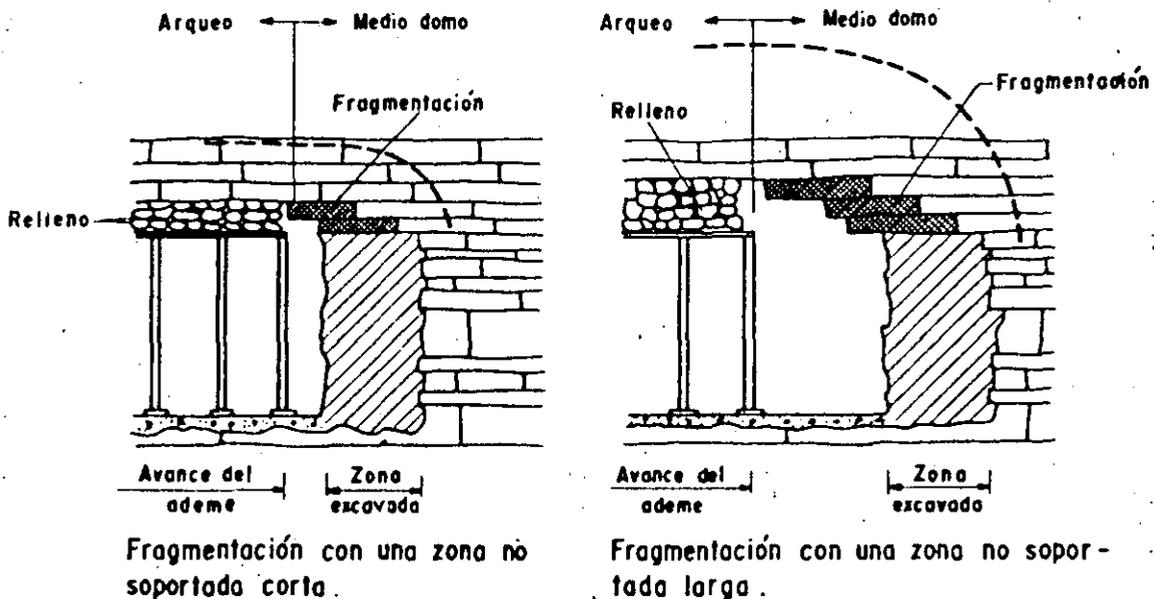


Figura XIV-5. Incremento de la fragmentación como función de la longitud de la sección no soportada (Ref. 3).

vecinas. Las experiencias de Karmán han demostrado que bajo estados triaxiales de compresión aún los materiales más duros pueden llegar a plastificarse; todo es cuestión de la magnitud de los esfuerzos que se apliquen.

En el caso del material de una montaña a través de la que se excave un túnel, el que el material esté previamente en estado plástico latente es simplemente cuestión de que la magnitud de las presiones verticales sea suficientemente grande (lo cual suele estar asociado a profundidades de cubrimiento importantes) y de que las expansiones laterales estén suficientemente impedidas. La condición no se manifiesta hasta que la deformación plástica pueda tener lugar; es decir, hasta que el confinamiento lateral desaparezca, lo cual ocurre cuando se produce la excavación del túnel.

Cuando aparece verdadera presión de montaña comienzan a manifestarse movimientos en las paredes del túnel y solamente se manifiestan las presiones cuando el ingeniero intenta impedir esos movimientos. Si se permite el desarrollo de tales movimientos hasta que gradualmente decrezcan por sí solos, se creará una zona alrededor de la excavación libre de estas presiones.

El efecto de esta región plastificada alrededor de la cavidad es producir una zona de esfuerzos relajados o aliviados; en esta zona el material está en el límite plástico.

La genuina presión de montaña es esencialmente una manifestación de las presiones geostáticas, que depende en mucho de la estructura geológica y de las perturbaciones tectónicas. Muchos autores (Ref. 3) consideran a esta presión como una presión primaria, de las que se refieren a los estados iniciales de esfuerzos, prevalecientes antes de excavar el túnel. Otros autores la consideran una presión secundaria puesto que se manifiesta cuando las presiones tangenciales que actúan en las paredes del túnel alcanzan un valor límite y exceden la resistencia a la compresión no confinada del material.

El efecto de la presión de montaña depende del carácter de la roca o suelo. En arcillas, lutitas o en pizarras arcillosas se produce un flujo en toda la periferia de la excavación; a la vez, los esfuerzos se alivian y se redistribuyen, la zona plástica aumenta de tamaño y puede alcanzarse eventualmente una condición de equilibrio. Por el contrario, en materiales fuertemente pre-esforzados, el flujo puede continuar hasta que se cierre la cavidad. Al colocar un ademe, se reduce la zona plástica y puede llegarse a la estabilidad, a condición de que sea capaz de soportar las fuertes presiones que se producen como consecuencia de la restricción. Estas dependen de la flexibilidad del ademe y de lo que se hubiera desarrollado la zona plástica antes de construirlo.

En las rocas poco duras o en los suelos, el desarrollo de la zona protectora en torno al orificio del túnel es mucho más lento y se caracteriza por un

flujo plástico de la periferia hacia el interior; este fenómeno toma, en cambio, la forma de un fracturamiento sucesivo en materiales más duros. En términos generales, la zona plástica se desarrolla en mayor extensión cuanto más altos sean los esfuerzos en juego y más blanda sea la roca.

Como se dijo, la presión ejercida sobre un ademe por este concepto depende de la flexibilidad del ademe y de la naturaleza del suelo o de la roca. Si basta una cedencia pequeña para que la zona plástica se desarrolle por completo y las presiones se alivien, pudiera resultar conveniente colocar un ademe que tenga la posibilidad de ceder lo necesario; para estos casos, Mohr (Ref. 3) ha recomendado colocar un colchón de ceniza u otro material equivalente, entre el ademe y el túnel, para que este colchón proporcione la cedencia correspondiente. En otras ocasiones, como ya se dijo, la intensidad de los movimientos en las paredes y en el techo del túnel, necesarios para que se desarrolle la zona plástica de presión disminuida, son tan importantes que no se puede permitir que ocurran por completo; en este caso, la magnitud de las presiones ejercidas aumenta en proporción al esfuerzo que se haga para impedir la cedencia del material. Estas presiones han de tomarse con ademe suficientemente resistente, espaciado lo necesario. En los suelos y rocas blandas, también se dijo que el desarrollo de la zona protectora es lento, por lo que las presiones iniciales pueden estar creciendo durante varios meses después de colocado el ademe. La presión de montaña puede alcanzar miles de toneladas por metro cuadrado, al grado de hacer irrelevante cualquier sistema de ademe en que se piense; para estos casos de intensa presión, la colocación inmediata del ademe es negativa y si el revestimiento permanente ha de construirse antes de que se desarrolle la deformación necesaria para un substancial y definitivo alivio de la presión, debe dejarse un espacio entre el revestimiento y el túnel y éste rellenarlo de escoria, cenizas o algún otro material cedente.

De la definición de la presión de montaña se desprende que ésta se manifiesta con menor espesor de cubrimiento, cuanto menor sea la resistencia del material; por ejemplo (Ref. 3), en lutitas y pizarras se han medido presiones de montaña para presiones geostáticas de 200 ton/m². En lignito han bastado presiones de 60 ton/m².

En tanto que en el caso de las presiones por aflójamiento, la mejor norma suele ser excavar rápidamente y construir lo más pronto que se pueda un ademe cercano al frente de la excavación, en el caso de la presión de montaña, según se desprende de todo lo anterior, no puede darse una regla única, independiente de la naturaleza del material excavado. En las rocas duras y masivas, los fenómenos de presión de montaña suelen manifestarse con la aparición de roca explosiva (Ref. 7), que no afecta mayormente la estabilidad. En estos casos conviene usar un ademado rígido, colocado tan pronto como se excava el mate-

rial. En materiales blandos, no conviene la construcción inmediata, puesto que no daría tiempo al desarrollo de zonas plásticas de protección. Por otra parte, no puede pensarse en construir un ademe que resista toda la presión de montaña susceptible de desarrollarse. Sin duda la mejor práctica es construir un ademe reemplazable, que se pueda ir sustituyendo a medida que se permita la cedencia del material; ya se mencionaron los criterios para hacer frente a aquellos casos en que una cedencia pequeña basta para aliviar la presión.

En la Fig. XIV-6 (Ref. 3) se muestra una experiencia obtenida en un túnel en suelo arcilloso, en el que se dejó un espacio relleno de ceniza entre el ademe y las paredes. Nótese cómo disminuye el esfuerzo normal radial a medida que disminuye el radio de la excavación circular y nótese también cómo aumenta rápidamente la presión sobre la ceniza.

C. Presión de expansión

Bajo ciertas condiciones se ha encontrado presión por expansión en arcillas, lutitas y pizarras alteradas o en otras rocas interestatificadas con arcilla. La explicación a esta expansión fue ofrecida por Terzaghi (Ref. 6) y se fundamenta en relajaciones no uniformes de los esfuerzos, causados por migraciones del agua de los poros del suelo de las zonas más esforzadas a las menos, que correspondientemente se expanden. Como resultado de la excavación, seguramente quedan en la condición de zonas menos esforzadas todas las de la periferia del túnel, sobre todo las del frente de ataque, en que aún no se pudo colocar ademe; también suelen ser críticos el piso del túnel y las partes bajas de las paredes, a no ser que se use un completo ademe periférico. En estas condiciones, ocurrirá una migración de agua de los poros del interior de la masa a la periferia del túnel, con la correspondiente expansión en estos lugares.

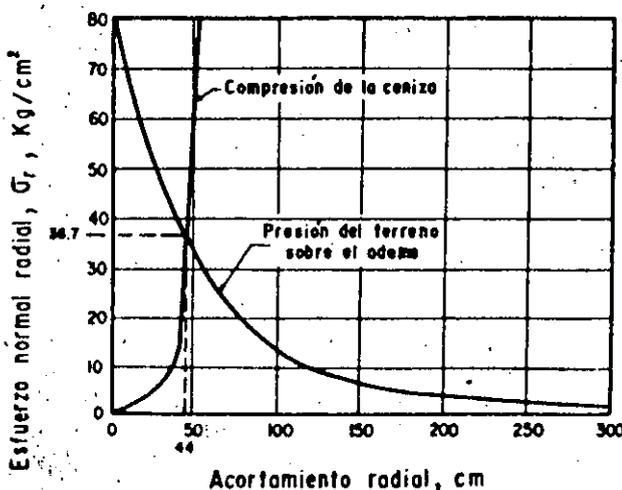


Figura XIV-6. Disminución de la presión en función de la deformación de una capa comprensible entre la pared del túnel y el ademe (Ref. 3).

Hasta hoy no se pueden prever las presiones por expansión. Cuando se han medido, se ha visto que pueden ser muy intensas (de decenas de kilogramos por centímetro cuadrado) y desarrollarse durante largo tiempo (semanas o meses), creciendo siempre. Cuanto mayor sea la deformación que se permita, más se aliviará la presión sobre cualquier ademe y este hecho ha fijado la norma de conducta para contrarrestarla, la cual consiste en permitir la deformación del material hasta un cierto límite y construir entonces un ademe sólido, capaz ya de resistir las presiones adicionales. El punto delicado estará en saber elegir el momento de la construcción y en valuar el monto de la presión que aún se producirá.

Muchas veces es muy difícil distinguir la presión por expansión de la verdadera presión de montaña; el problema se dificulta aún más, pues lógicamente los suelos y las rocas expansivos tienen módulos de deformación muy bajos, en los que es de esperar el desarrollo de presiones de montaña aún con cubrimientos poco espesos. Presiones laterales o en el techo que se encuentren muy cerca de los portales, en túneles excavados en formaciones relativamente estables, serán indicio de la existencia de presiones por expansión. Una identificación más precisa de las presiones de expansión sólo es posible al investigar muy acuciosamente las propiedades físicas de los suelos.

Muchas veces las presiones de expansión son consecuencia de transformaciones químicas de los suelos cuyo contenido de agua aumenta; un caso típico es la transformación de anhidrita en yeso.

De todo lo antes dicho, se desprende claramente que el monto de las presiones de expansión que se desarrollen depende mucho de la naturaleza del ademe que se coloque y de la cantidad de expansión que éste aún tenga que soportar.

XIV-4 ALGUNAS IDEAS SOBRE EL PLANTEAMIENTO TEORICO DE LA VALUACION DE PRESIONES SOBRE ADEMES Y REVESTIMIENTOS EN TUNELES

En términos generales, el terreno en el cual se excava un túnel puede considerarse como un continuo o como discontinuo. Un continuo es un material en el que las características microscópicas de las propiedades mecánicas medias, tales como el esfuerzo o la densidad, pueden usarse para definir el comportamiento mecánico del material en escala ingenieril (Ref. 1). Cuando se contempla al terreno como un continuo, el comportamiento de un túnel puede analizarse con las teorías que proporcionen la Mecánica del Medio Continuo; vale decir, con las teorías de la Elasticidad o de la Plasticidad. En lo que sigue se dará una idea somera de los principios básicos con que estas disciplinas pueden plantear el problema de los túneles, para llegar a fin de cuentas a conclusiones un tanto descorazonadoras a primera vista, pues

se verá que la aplicación de la Mecánica del Medio Continuo exige a la materia características de homogeneidad y uniformidad que ésta no tiene. De todas formas se considera que una breve visión de estos aspectos es esencial para plantear la valuación de presiones y el diseño de ademes sobre bases correctas e inteligibles.

A. Análisis elásticos

La aplicación de la teoría de la elasticidad a rocas y suelos se ha intentado con base en el establecimiento de una relación entre los esfuerzos y las deformaciones. Esta relación puede establecerse en el momento de la primera carga (E_0 , pendiente de la curva esfuerzo-deformación de primera carga) o en ciclos subsiguientes, cuando haya tenido lugar en el material algún endurecimiento (E , pendiente de la curva esfuerzo-deformación en un ciclo de carga posterior).

Otra constante elástica muy utilizada es el familiar módulo de Poisson, μ . En suelos y rocas su valor tiene también que ser considerado variable.

La teoría de la elasticidad permite plantear, con relativa sencillez los estados de esfuerzos en torno a

una galería circular perforada en el continuo elástico; otras formas de galería desembocan con rapidez en dificultades matemáticas muy grandes, que hacen prácticamente imposible la obtención de soluciones precisas, pero la solución para la galería circular constituye aún en estos casos una buena imagen aproximada. Esta puede obtenerse con consideración de un estado de deformación plana en una galería no ademada, para cualquier combinación de cargas horizontales y verticales. Con referencia a la Fig. XIV-7 (Refs. 1 y 10), que ilustra la nomenclatura usual en el análisis de estos problemas elásticos, puede darse el estado de esfuerzos final alrededor del túnel, después de abierto éste (solución de Kirsch, Refs. 1, 10 y 11):

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \sigma_0 \left[(1 + K_0) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1 - K_0) \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} - 4 \frac{a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \sigma_0 \left[(1 + K_0) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1 - K_0) \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (14-13)$$

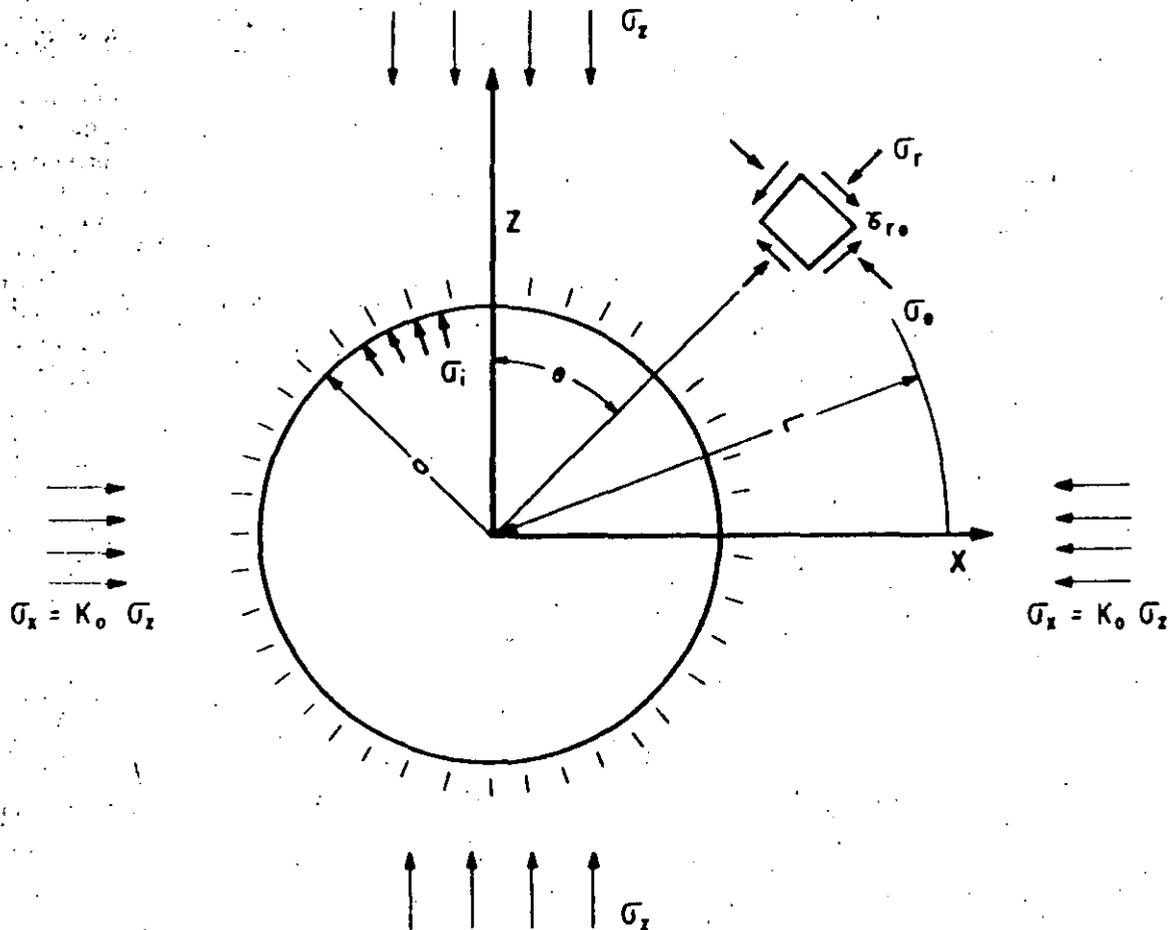


Figura XIV-7. Nomenclatura correspondiente a la solución de Kirsch, dentro de la Teoría de Elasticidad (Refs. 1 y 10).

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2} \sigma_z (1 - K_0) \left(1 - 3 \frac{a^4}{r^4} + 2 \frac{a^2}{r^2} \right) \sin 2\theta$$

K_0 es el coeficiente de presión de tierras en reposo, tal como fue definido en el Capítulo V.

En las paredes del túnel, los esfuerzos podrán obtenerse particularizando las ecuaciones anteriores para el caso $r = a$, llegándose a:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= 0 = \tau_{r\theta} \\ \sigma_\theta &= \sigma_z [(1 + K_0) - 2(1 - K_0) \cos 2\theta] \end{aligned} \quad (14-14)$$

En la clave ($\theta = 0$, Fig. XIV-7):

$$\begin{aligned} \sigma_r &= 0 = \tau_{r\theta} \\ \sigma_\theta &= \sigma_z (3K_0 - 1) \end{aligned} \quad (14-15)$$

Se ve que σ_θ es nulo para $K_0 = \frac{1}{3}$. Si $K_0 < \frac{1}{3}$, según este análisis se abrirían fisuras en la clave.

La Ref. 1 proporciona también ecuaciones que permiten calcular las deformaciones en torno al túnel, consecuencia de los anteriores estados de esfuerzos. A la distancia r del centro del túnel circular, no ademas, de radio a , el desplazamiento radial hacia dentro producido por la excavación del túnel resulta ser, según la teoría de la Elasticidad:

$$u = \sigma_z \frac{1 + \mu}{E} \frac{a^2}{r} \quad (14-16)$$

En la pared del túnel, donde $r = a$, será:

$$u = \sigma_z \frac{1 + \mu}{E} a \quad (14-17)$$

Los desplazamientos tangenciales son nulos. Si en

1.4 el interior del túnel existe contra el techo una presión σ_θ , las fórmulas 14-16 ó 14-17 dan los desplazamientos que produce, pues por superposición puede cambiarse σ_z por $-\sigma_z$.

También puede valuar un desplazamiento radial promedio en toda la circunferencia del túnel, como:

$$u_m = \frac{1}{2} (1 + K_0) \sigma_z a \frac{1 + \mu}{E} \quad (14-18)$$

La Fig. XIV-8 presenta en croquis los tipos de distribución de esfuerzos en torno a la galería circular, representados por las ecuaciones de Kirsch (14-13); de hecho, la distribución presentada corresponde al caso $\sigma_z = \sigma_x$, o sea $K_0 = 1$.

Las soluciones elásticas pueden usarse muy rara vez en la práctica, pues ni las rocas, ni los suelos son materiales homogéneos, isotópos y linealmente elásticos. En general, la precisión que es posible esperar de las soluciones elásticas disminuye cuando el material a través del que se excava el túnel se hace más blando; las soluciones se tornan por completo inaceptables en casi todos los suelos o en casos en que una roca resulta debilitada por la acción de explosivos. Cording (Ref. 12) ha puntualizado, sin embargo, que las soluciones elásticas pueden ser útiles para calcular los desplazamientos, casi elásticos, que ocurren inmediatamente después de practicada una excavación en roca o en suelos firmes.

B. Análisis plásticos y elasto-plásticos

En principio, los túneles son estructuras para las que los análisis plásticos podrían ofrecer campos de aplicación muy prometedores. En efecto, en ellos abundan los casos en que la presión del subsuelo es tal que se produce la falla en una serie de zonas lo-

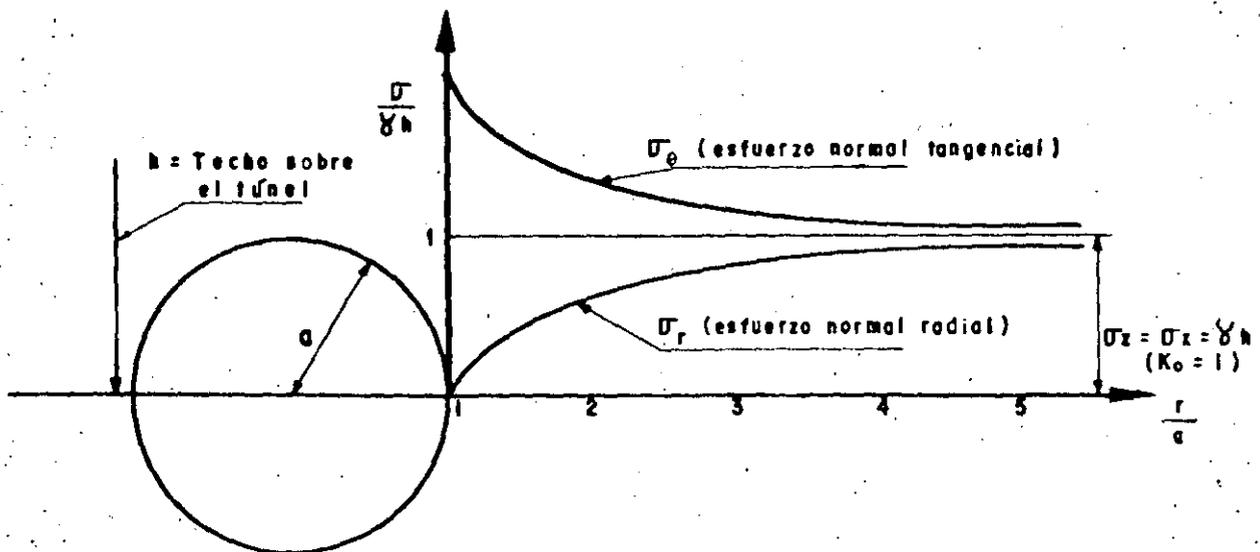


Figura XIV-8. Distribución de esfuerzos según Kirsch alrededor de un túnel circular en un medio elástico. (Ref. 1)

calizadas, de manera que, como se vio, puede llegar a formarse en torno a la galería una zona plástica limitada en estado de deformación contenida. El cálculo de un sistema de soporte para estos casos se beneficiaría mucho si pudiera establecerse el equilibrio plástico de la galería. Las soluciones matemáticas basadas en la teoría de la Plasticidad son más complicadas que las que se manejan en la Elasticidad y por esta razón es aún mayor el número de hipótesis simplificadoras que han de hacerse. En los análisis plástico, suele establecerse $\sigma_z = \sigma_r (K_0 = 1)$; se desprecia el peso de los materiales extraídos de la galería y se acepta que el esfuerzo normal en la dirección del eje del túnel es principal. Como condiciones de fluencia se utilizan la de Tresca (Refs. 13 y 14) para materiales puramente cohesivos ($\phi = 0$) o la de Coulomb, ya familiar, para materiales con $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$.

B-1. Análisis plásticos en materiales cohesivos

Se considera que ocurre la fluencia plástica cuando:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \geq 2 c_u \tag{14-19}$$

Donde c_u es la resistencia al esfuerzo cortante obtenida en una prueba triaxial, sin consolidación y sin drenaje o como la mitad de la resistencia a la compresión simple (q_u), determinada en una prueba de ese tipo. Mientras la diferencia de los esfuerzos principales es menor que $2 c_u$, el material se mantiene en el intervalo elástico.

El campo de los esfuerzos actuantes sobre el túnel

está formado por una presión vertical σ_z , una horizontal, $\sigma_r = \sigma_z (K_0 = 1$, por hipótesis) y una presión interna σ_i aplicada desde dentro del túnel, sobre toda la periferia de la galería circular.

Si $\sigma_r - \sigma_i \leq c_u$ no se desarrollará ninguna zona plástica en torno al túnel, pero si $\sigma_r - \sigma_i > c_u$, aparece una que se extiende hasta una distancia R , allende el centro del túnel (Fig. XIV-9).

Según la teoría:

$$R = a e^{\frac{\sigma_z - \sigma_i}{2c_u} - \frac{1}{2}} \tag{14-20}$$

En la zona plástica, para $a \leq r \leq R$, los esfuerzos son (Ver Fig. XIV-7 para aclaraciones de nomenclatura):

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_i + 2 c_u \ln \frac{r}{a} \\ \sigma_\theta &= \sigma_r + 2 c_u \\ \sigma_v &= \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) \end{aligned}$$

σ_v es el esfuerzo normal actuante en la dirección correspondiente al eje del túnel. La zona plástica se supone de volumen constante ($\mu = \frac{1}{2}$).

El esfuerzo cortante $\tau_{\theta z}$ es nulo en todos los puntos, por simetría. La deducción de la fórmula 14-20, para el caso $\sigma_i = 0$ puede consultarse en la Ref. 15.

En la frontera entre la zona elástica y la plástica:

$$\sigma_R = \sigma_z - c_u \tag{14-21}$$

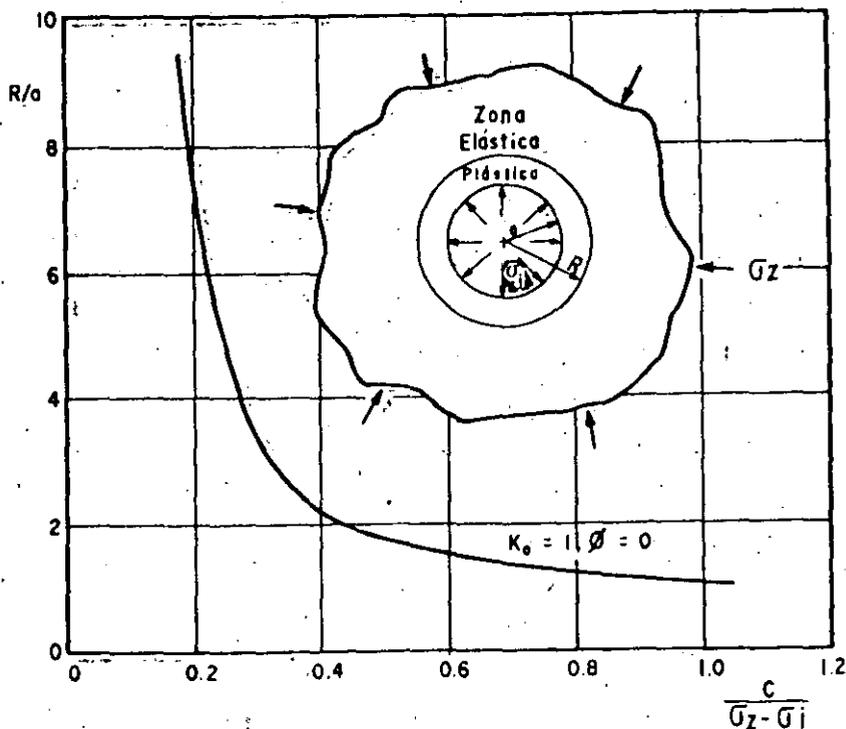


Figura XIV-9. Extensión de la zona plástica en torno a un túnel circular. Suelo puramente cohesivo (Ref. 1).

Si no hay presión actuando en el interior del túnel, $\sigma_i = 0$ y en tal caso el radio de la zona plástica es (ver la expresión 14-20):

$$R = a e^{\frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_z}{c} - 1 \right)} \quad (14-22)$$

Los desplazamientos en la frontera entre la zona plástica y la elástica, hacia el interior del túnel, resultan:

$$u_R = (\sigma_z - \sigma_R) \frac{1 + \mu}{E} R = c_u \frac{1 + \mu}{E} R \quad (14-23)$$

Por el contrario, si existe la presión σ_i en el interior del túnel, que sería el caso de que hubiera un ademe ejerciendo una presión uniforme sobre toda la periferia de la galería, el desplazamiento radial que hacia el centro sufrirían las paredes de dicha galería resulta ser:

$$\frac{u_a}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}} \quad (14-24)$$

donde:

$$A = 2 c_u \frac{1 + \mu}{E} e^{\frac{\sigma_z - \sigma_i}{c_u} - 1} \quad (14-25)$$

B-2. Análisis plásticos en materiales con cohesión y fricción

El criterio de fluencia que tradicionalmente se ha considerado en estos casos es el de Mohr-Coulomb, que puede escribirse:

$$\sigma_i = \sigma_z \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{2 c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (14-26)$$

El valor de cohesión c , ha de interpretarse ahora en su sentido más general. Es la ordenada en el origen de la envolvente de resistencia dibujada en el plano $\tau - \sigma$, obtenida de un conjunto de pruebas triaxiales (del tipo que se haya considerado más conveniente para el problema específico de que se trate); seguramente, la envolvente de resistencia se aproximará a una recta, dentro del intervalo de esfuerzos normales utilizados.

También ahora se acepta $\sigma_z = \sigma_r$ ($K_0 = 1$) y que el material permanece con su volumen constante ($\mu = \frac{1}{2}$).

La teoría indica que para:

$$\sigma_z \leq \frac{\sigma_i + c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (14-27)$$

no hay desarrollo de zona plástica, y el material se

mantiene en estado elástico. Para valores mayores de σ_z se desarrolla una zona plástica anular, cuyo radio es:

$$R = a \left[(1 - \sin \phi) \frac{\sigma_z + c \cot \phi}{\sigma_i + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi}} \quad (14-28)$$

Dentro de la zona plástica ($a \leq r \leq R$), los esfuerzos son:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= -c \cot \phi + (\sigma_i + c \cot \phi) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \\ \sigma_\theta &= -c \cot \phi + (\sigma_i + c \cot \phi) \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \\ \sigma_y &= \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta). \end{aligned} \quad (14-29)$$

En la frontera entre las zonas plástica y elástica, los esfuerzos son:

$$\begin{aligned} \sigma_R &= \sigma_z (1 - \sin \phi) - c \cos \phi \quad (\text{radial}) \\ \sigma_\theta &= \sigma_z (1 + \sin \phi) + c \cos \phi \quad (\text{tangencial}) \end{aligned} \quad (14-30)$$

En la zona elástica ($r \geq R$) prevalece el estado elástico.

La Fig. XIV-10 (Ref. 1) proporciona el radio de la zona plástica para diferentes casos de σ_z , σ_i y valores del ángulo ϕ .

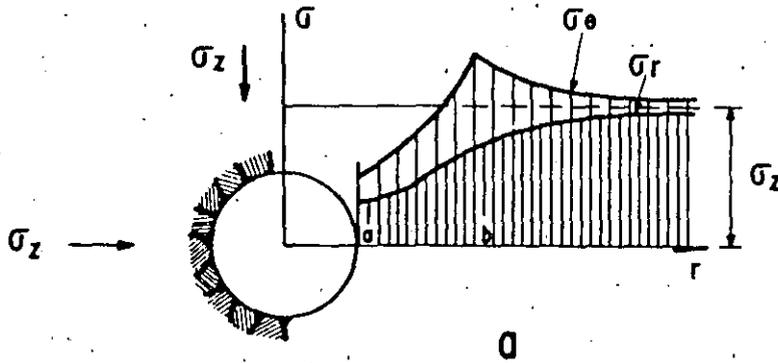
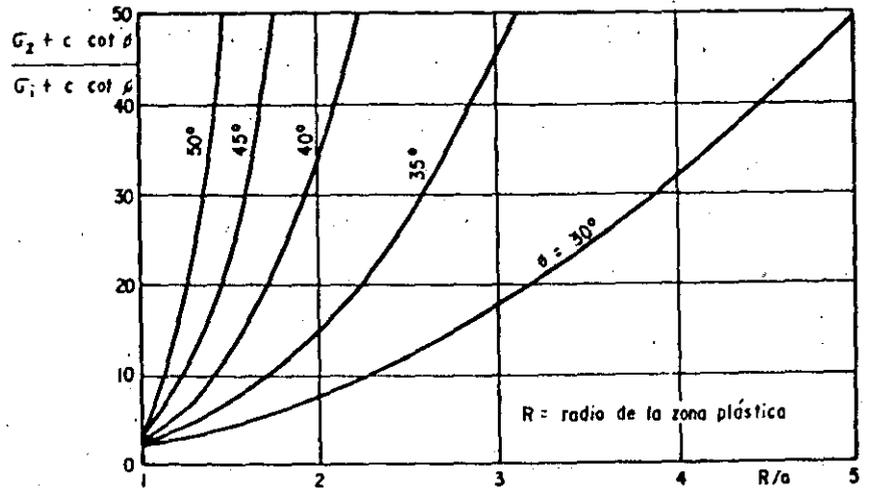
La Fig. XIV-11 (Ref. 1) proporciona diversas distribuciones de esfuerzos alrededor de un túnel circular; se consideran los esfuerzos radial y tangencial en su variación con la distancia al centro de la galería y en la figura se detallan las condiciones particulares de c y ϕ que sirvieron como base del ejemplo que se ilustra.

La deducción de las ecuaciones 14-27 a 14-30 puede consultarse en la Ref. 16.

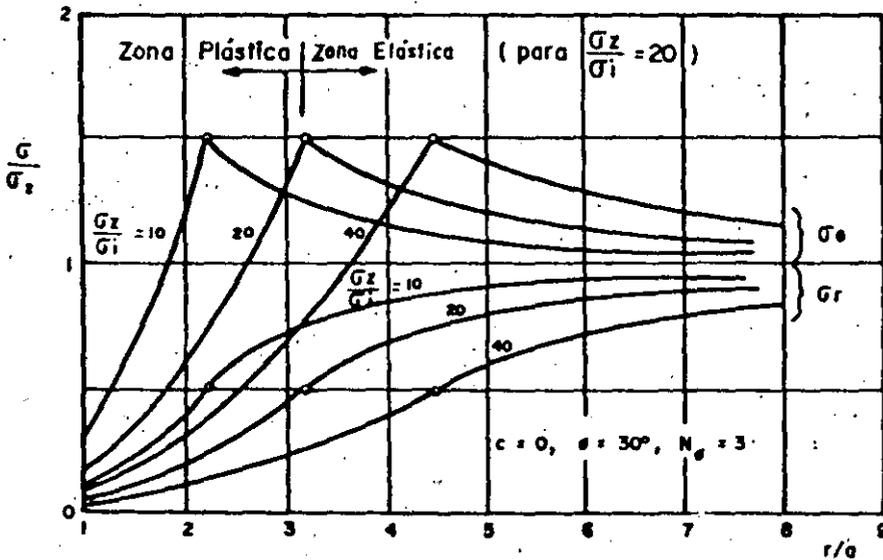
En el conjunto de las expresiones anteriores puede verse como límite de razonamiento, que si $\sigma_i = c = 0$, el radio de la zona plástica se hace infinito y la galería se cerrará por sí sola. Todas las fórmulas anteriores conservan su valor sólo en tanto el suelo mantenga su resistencia durante el periodo de flujo plástico; como ya se dijo, esto no suele suceder y lo normal es que la fluencia traiga consigo un debilitamiento estructural, causa de disminución de resistencia, con lo que se desencadena un proceso similar a la falla progresiva. A veces, este efecto ha tratado de reproducirse seleccionando para el cálculo valores arbitrariamente reducidos de los parámetros de resistencia del material (Ref. 1).

La Ref. 17 contiene tratamientos que permiten determinar la zona plástica y las distribuciones de

Figura XIV-10. Radio de la zona plástica, en función de los valores de c y ϕ para diferentes combinaciones de valores de σ_1 y σ_2 (Ref. 1).



Croquis de la distribución de los esfuerzos



Distribución de esfuerzos tangencial (σ_θ) y radial (σ_r)

Figura XIV-11. Distribución de esfuerzos en torno a una galería circular. Caso particular ilustrativo (Refs. 1 y 10).

esfuerzos en materiales que sigan leyes de fluencia plástica diferentes que la de Mohr-Coulomb.

No hay (Ref. 1) estudios teóricos que tomen en cuenta una condición diferente que $K_0 = 1$ o en los que intervenga la influencia del cubrimiento sobre el túnel.

Según la Teoría de la Plasticidad, el desplazamiento radial hacia el interior del túnel, en la frontera entre las zonas plástica y elástica, puede establecerse como:

$$u_R = (\sigma_z - \sigma_R) \frac{1 + \mu}{E} R \quad (14-31)$$

Donde σ_r y R están respectivamente dados por las expresiones 14-30 y 14-28. Como antes, se supone que el volumen en la zona plástica se mantiene constante.

C. Posibilidades de aplicación de los análisis basados en la Mecánica del Medio Continuo

Los análisis anteriores están afectados, como ya se comentó, por una serie de hipótesis referentes al material y por otras de tipo operacional, todas ellas mencionadas. Es realmente raro que tales suposiciones puedan encontrarse razonables ante cualquier material real en el que se excave un túnel. Habrá más posibilidades en materiales masivos y uniformes, tales como macizos de roca no fracturada o algunos depósitos de arcilla o arena. Sin embargo, deberá siempre tenerse presente que la uniformidad y la homogeneidad aparente de una formación, no necesariamente significan que estas cualidades se verifiquen al nivel de la Mecánica del Medio Continuo. En añadidura, las hipótesis impuestas por las teorías en torno a las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales suelen producir desviaciones fundamentales entre teoría y realidad.

Resulta muy difícil pensar que los análisis teóricos antes mencionados puedan servir en la práctica más que como una primera etapa del cálculo, destinada únicamente a dar una visión general del problema. En este sentido puede ser de ayuda para formular criterios y adquirir un "sentimiento" personal del problema, repetir muchas veces el análisis teórico con diferentes propiedades del material, diferentes configuraciones del problema y distintas condiciones de esfuerzo. De esta manera podrá llegar a tenerse una idea del peso relativo de las diferentes condiciones del problema.

Antes de aceptar cualquier análisis basado en la Mecánica del Medio Continuo será preciso convenirse en el campo o en el laboratorio de que los resultados son razonables. En el momento presente no hay un número suficiente de estas mediciones; se precisan para cubrir amplios rangos de condiciones geológicas y de tipo de ademes y revestimientos. Estas mismas mediciones podrán servir para calibrar o pro-

ducir nuevos métodos empíricos o semi-empíricos de diseño.

D. Análisis Visco-elásticos

Recientemente se han desarrollado intentos para describir el comportamiento de los suelos alrededor de los túneles con base en modelos visco-elásticos, bajo la suposición de que exista un comportamiento inelástico en el material y que éste varíe con el tiempo (Ref. 18). El modelo para representar el comportamiento del material ha sido el de Maxwell-Kelvin, para la componente distorsional y la teoría de la Elasticidad, para la componente volumétrica. Los resultados de estos tipos de análisis permiten obtener las presiones horizontales y verticales iniciales y a largo plazo; es notable el hecho de que la presión horizontal crezca con el tiempo, hasta llegar a valores próximos a los de la presión vertical, tal como se postula en los análisis plásticos.

XIV-5 METODOS EMPIRICOS PARA EL CALCULO DE PRESIONES EN ADEMES Y REVESTIMIENTOS

El hecho de que los planteamientos teóricos que la Mecánica del Medio Continuo puede ofrecer para la valuación de las presiones actuantes en los túneles, antes y después de abiertos éstos y, en su caso, antes o después de ser ademados y revestidos, no sean lo suficientemente concordantes con lo que se piensa que pudiera ser la realidad prevaleciente, ha sido motivo de la aparición de algunos trabajos fundamentales, de carácter empírico o semi-empírico, realizados con el fin de llegar al establecimiento de esas presiones por métodos sencillos, que puedan aplicarse con la información usualmente disponible y que concuerden y recojan la experiencia de construcción y las mediciones de comportamiento realizadas.

Un hecho muy importante más que conduce a la necesidad de plantear tales métodos empíricos en el momento presente es el tema fundamental de interacción entre ademe y suelo, la cual depende de muchos matices de las propiedades del suelo y de las características de forma, rigidez, etcétera, del ademe, que son imposibles de manejar dentro de las teorías de las matemáticas aplicadas, pero que, hasta donde llega la actual experiencia, son de fundamental importancia para definir los estados de presión.

No se pretende dar a entender que los métodos empíricos de que más adelante se habla sean perfectos. Ya se ha dicho que las mediciones hasta ahora efectuadas en túneles en suelos son escasas, de manera que la experiencia que al respecto puede pensarse que exista será siempre cuestionable. Es sabido que la experiencia "ciega", no ajustada y calibrada a través de un serio esfuerzo en la medición del compor-

amiento de los materiales de que se hace uso en una obra particular, dentro de las condiciones específicas de esa obra, suele conducir a los más expertos a interpretaciones y conclusiones muy diferentes a las que hubieran llegado de tener ocasión de conocer más de cerca los verdaderos mecanismos que actúan en la obra. Esta experiencia "ciega" tiene con frecuencia el inconveniente adicional de que, disfrazada de objetividad, es poco discutida, analizada o criticada por quien a ella llega. Los métodos empíricos para el cálculo de presiones en túneles están, sin duda, afectados por esas limitaciones en la calidad y justeza de la experiencia obtenida. Será urgente confrontarlos con toda la gama de condiciones reales cuantas veces sea posible y ajustarlos a los nuevos niveles de información que vayan estando disponibles. Sólo con estas inquietudes en la mente podrá el ingeniero utilizar estos métodos para una obra importante, sintiéndose obligado a ir midiendo las condiciones particulares que le aparezcan para modificar y ajustar en lo necesario sus concepciones iniciales de proyecto.

Obviamente la mayor dificultad y el fin último de los métodos empíricos es la estimación de las cargas exteriores sobre los ademes. Estas cargas se seleccionan a menudo en forma independiente de la deformación del mismo, si bien en algunos casos existen normas para establecer adaptaciones a esas condiciones de deformación.

Las mecanismos de comportamiento de los suelos de que se hace uso en los métodos empíricos son sencillos. Por ejemplo, la carga puede expresarse en función del peso del suelo y del ángulo de fricción interno, lo cual no basta para describir todas las posibilidades de comportamiento del suelo.

Los primeros métodos empíricos o semi-empíricos para la valuación de presiones sobre túneles se mencionan en las Refs. 19 y 20, que recogen los trabajos de Spangler para valuar las presiones sobre alcantarillas flexibles haciendo uso de la teoría de Marston (Capítulo XI y Ref. 21, que se refiere a la importante primera contribución de Terzaghi, posteriormente completada en la Ref. 6, que es la que más adelante se trata con detalle).

A continuación se presentan los métodos de valuación de presiones y cargas verticales sobre ademes de uso más extendido. En posteriores incisos se dirá algo sobre el cálculo de presiones laterales y actuantes en el piso del túnel.

A. El método de Terzaghi

La concepción teórica de Terzaghi en su método (Ref. 6) se fundamenta en sus propios conceptos sobre el arqueo de los suelos, que han sido presentados en el inciso A del párrafo XIV-3 de este mismo Capítulo. Define la carga vertical de roca o suelo sobre el túnel como la masa de material que tendería a caer desde el techo, de no ser soportada. Los valores de la

carga de roca que se presentan se clasifican en rangos de acuerdo con el estado o naturaleza de la roca o suelo, pero no se definen del todo las fronteras entre los diferentes grupos clasificados.

La Fig. XIV-12 ilustra la nomenclatura utilizada en la presentación del método.

H_p es la carga de roca o suelo sobre el techo del túnel.

Si el valor de la carga de roca es diferente de cero y el túnel carece de ademe, la masa de material que gravita sobre el techo tiende a penetrar en el túnel poco a poco, en tanto que el techo va adquiriendo una forma irregular.

La carga de roca depende de la naturaleza de la misma y de una serie de detalles circunstanciales, tales como su agrietamiento, grado de alteración, etc. Si la roca está sana o moderadamente agrietada, el techo del túnel puede soportarse a sí mismo o requerir un ademe relativamente débil, en tanto que si el agrietamiento o la alteración son muy grandes, el empuje sobre el ademe puede llegar a ser un empuje de tierras. Frecuentemente, a lo largo de un túnel se encuentran prevaleciendo muy diferentes condiciones y el ingeniero ha de estar siempre dispuesto a modificar cualquier criterio de diseño preconcebido a la vista de las condiciones que vaya descubriendo en la propia obra.

La carga que actúe sobre los ademes depende en cierta medida del estado de esfuerzos existente en la masa de roca, antes de perforar el túnel. La relación entre la presión vertical ejercida por la roca sobre una cierta sección y la horizontal actuante en esa sección, depende principalmente de la historia geológica de la roca y puede variar entre límites muy amplios. En general la presión vertical suele ser mayor en masas no perturbadas de roca; en una masa plegada, la presión horizontal depende de si las fuerzas horizontales que causaron el plegamiento han o no desaparecido; en este último caso, la presión horizontal puede tener cualquier valor, sólo limitado por la resistencia de la roca a la compresión. En general, no hay modo de conocer el estado de esfuerzos en el interior de una masa de roca, por lo que la existen-

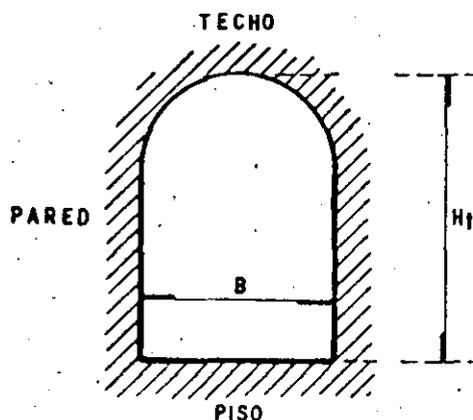


Figura XIV-12. Sección de un túnel.

cia de fuertes presiones horizontales sólo puede deducirse de algunas manifestaciones externas, tales como la aparición de roca explosiva a pequeña profundidad.

A.1. Túneles en roca sana e intacta o en suelos firmes

La teoría ha demostrado que, en roca sana, la modificación que la presencia del túnel impone en el estado de esfuerzos de la masa general, tiende a nulificarse rápidamente a medida que aumenta el alejamiento del túnel; de hecho a distancias del orden de un diámetro, el efecto de la excavación ya es despreciable.

Como se dijo, en las paredes del túnel el esfuerzo radial, actuante en dirección normal a la pared, es nulo y el circunferencial, en la dirección de la tangente, es aproximadamente igual al doble del que existió antes de perforar el túnel. Un elemento de la pared del túnel está sujeto a un estado de esfuerzos hasta cierto punto similar al de un espécimen de roca que se pruebe a la compresión simple; la falla se produce cuando el esfuerzo circunferencial llegue a igualar a la resistencia de la roca a la compresión; esto conduce a muy grandes esfuerzos circunferenciales posibles que, si no hay presiones horizontales en la masa de roca sana, corresponden a alturas de roca sobre el túnel, compatibles con el equilibrio, del orden de los miles de metros. En estas condiciones, es evidente que el túnel en roca sana no precisará, por lo general, ningún ademe.

Existe, sin embargo, un problema relativamente frecuente en túneles que atraviesan roca sana y que hace que éstos deban ademarse en forma suficiente para la protección de los trabajadores durante el período de construcción. Este problema suele denominarse roca explosiva. En muchos casos, de las paredes y del techo de los túneles que cruzan roca sana se desprenden violentamente lajas de roca, que salen proyectadas a gran velocidad con el consiguiente peligro. El fenómeno ocurre cuando la roca en las paredes o techo del túnel está sujeta a estados de deformación elástica intensa o cuando hay fuerte presión de montaña; ésto puede deberse a la permanencia de presiones horizontales, dejadas por fenómenos de plegamientos tectónicos no disipados o puede deberse a otras causas no bien definidas aún. En la Fig. XIV-13 se muestra un esquema de la formación de una laja explosiva. El remedio contra la roca explosiva es dar a las paredes y el techo del túnel un elemento que ejerza una fuerza hacia ellos que neutralice la tendencia expansiva. La presión necesaria para lograr el fin perseguido es pequeña y cualquier ademe que sea capaz de aguantar unas 2 ton/m² es suficiente para cumplir el objetivo.

A veces, si el fenómeno de roca explosiva toma proporciones muy grandes, se produce la fragmenta-



Problemas en el portal de entrada de un túnel en roca junteada.

ción de las paredes y el techo del túnel tras el ademe, en cuyo caso éste deberá proyectarse para soportar el empuje mayor que corresponde a ese tipo de roca. En cualquier caso, el ademe deberá acuñarse bien contra las paredes del túnel.

A-2. Túneles en roca estratificada

La roca estratificada presenta el problema de romperse fácilmente a lo largo de los planos de estra-

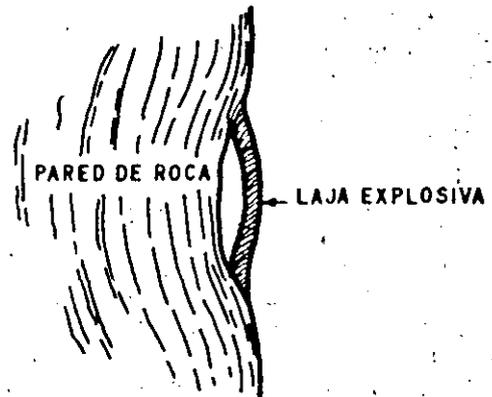
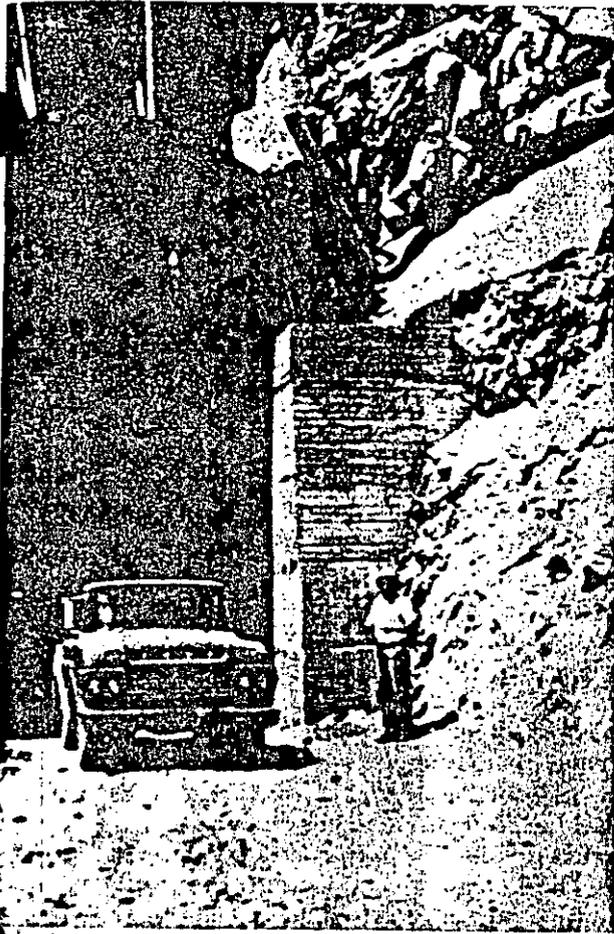


Figura XIV-13. Generación de roca explosiva.



Túnel en roca estratificada.

tificación y de juntarse transversalmente a esa dirección. Cuando la estratificación es horizontal se presenta en estas rocas el efecto conocido como de puente, según el cual la roca se sostiene sola como una losa sin necesitar ademe, siempre y cuando la resistencia a la tensión de la losa sea mayor que los esfuerzos ocasionados por la flexión (Fig. XIV-14). Si los esfuerzos de tensión son mayores que la resistencia de las losas de roca, el techo del túnel se agrieta y exige un sostén adecuado.

El efecto de los explosivos en el frente del túnel

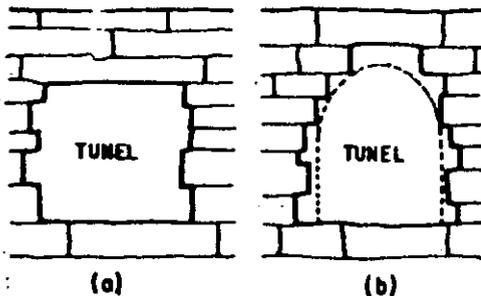


Figura XIV-14. Efecto de puente en roca estratificada.
a) con juntas transversales muy espaciadas.
b) con juntas transversales próximas.

durante el proceso de la construcción produce una sobreexcavación que depende de la distancia entre las juntas de la roca, de la cantidad y potencia de los explosivos y de la distancia entre el ademe ya colocado y el frente de trabajo sin ademar. Aún en los casos en que se permita el desarrollo completo de la sobreexcavación, al no ademar el frente del túnel oportunamente, es raro que la cavidad que se forma sobre el techo del frente, por derrumbe, sobrepase el valor $0.5B$, donde B es el ancho del túnel y esto sólo en caso de que la roca esté muy junteada. Así pues, no es razonable, en la práctica, pensar que la carga de roca sobre el ademe pueda exceder aquel valor, que constituye un límite superior adecuado para ser tomado en cuenta en el proyecto; es claro que, si el ademe se construye con rapidez en el frente descubierto de la obra y se procura ir acufiando con fragmentos de roca el espacio entre dicho ademe y el embovedamiento provocado por las explosiones, se puede llegar a cargas de roca menores de $0.5B$.

Si los planos de estratificación de la roca están en dirección vertical, el monto de la sobreexcavación depende mucho de la distancia entre el frente de ataque de la excavación, sin ademar y el principio del ademe ya construido atrás. Ahora las masas de roca se sostienen por fricción en sus planos de estratificación y el techo del ademe sólo tiene que soportar la diferencia entre su peso y dicha fricción; en realidad, las observaciones prueban que la situación es más favorable de lo que a primera vista podría decirse y la carga de roca muy rara vez excede en estos casos el valor del peso de la masa aflojada por el efecto de los explosivos. Tomando un valor de la carga de roca del orden de $0.25B$ (B , ancho del túnel) parece ser que se garantizan buenas condiciones para el ademe del techo.

Si los planos de estratificación están inclinados respecto al eje del túnel se ejercen empujes no sólo sobre el techo de éste, sino también en la pared interceptada por la estratificación. En la Fig. XIV-15 se muestra esquemáticamente el procedimiento propuesto por Terzaghi para calcular estos empujes.

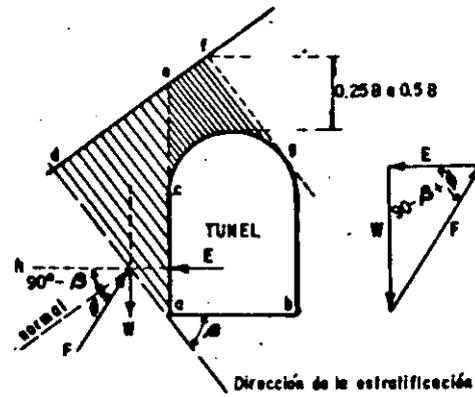


Figura XIV-15. Cálculo de empujes en roca estratificada en planos inclinados.

La cuña *aed* empuja a la pared *ac* del soporte y trata de penetrar en el túnel. El valor de este empuje, por unidad de longitud del túnel, puede calcularse suponiendo que a lo largo de *de* no hay adherencia entre roca y roca y que, a lo largo de *ce* se ha producido también una ruptura, de modo que la masa *cefg* gravita sobre el techo del túnel. La cuña *ade*, entonces, está en equilibrio bajo su peso W , la reacción F , a lo largo de *ad* y el empuje E sobre la pared. Como se conoce W en magnitud y dirección y F y E en dirección (ϕ es el ángulo aparente de fricción interna de la roca de que se trate a lo largo de los planos de estratificación), puede trazarse el triángulo de fuerzas correspondiente y obtener el valor de E . El valor del ángulo ϕ depende no sólo de la naturaleza de la roca, sino también de la presión del agua que pueda existir en los planos de estratificación de la misma; la experiencia ha indicado que si las masas de roca contienen en sus planos de estratificación arcilla, ϕ puede llegar a valer 15° , en tanto que será del orden de 25° , si la roca es limpia. El valor de la carga de roca que la cuña *cefg* ejerce sobre el techo del túnel podrá variar de $0.5B$, para estratificación muy poco inclinada a $0.25B$, en casos con estratificación muy escarpada.

A-3. Túneles en roca fisurada

Es frecuente que el fisuramiento ocurra paralelamente a la superficie del terreno. En estas rocas los problemas de sobreexcavación y soporte son muy similares a los tratados para el caso de las rocas estratificadas. Si las fisuras ocurren al azar, el no poner ademe conduce generalmente a un embovedamiento, especialmente sobre el techo; sin embargo, es frecuente que, por lo irregular de la trayectoria del fisuramiento, la fricción y trabazón entre la roca juegue un gran papel, por lo que el empuje en las paredes suele ser nulo y en el techo ligero, correspondiente, cuando mucho, a una carga de roca equivalente a una altura de una cuarta parte del ancho del túnel.

Cuando este tipo de roca está sujeto a un fuerte estado de deformación elástica presenta también el problema de la roca explosiva, que debe ser prevenido como se dijo atrás.

A-4. Túneles en roca triturada

En este tipo entran una gran variedad de formaciones, desde roca muy fragmentada, hasta roca a tal grado triturada que su comportamiento sea realmente el de una arena.

En estas rocas es típico el fenómeno conocido como efecto de arqueado, que indica la capacidad de la roca situada sobre el techo de un túnel para transmitir la presión debida a su peso a las masas colocadas a los lados del mismo. Este efecto es en todo similar al del arqueado de arenas, ya mencionado y se pro-



Túnel en roca triturada.

duce como una consecuencia de la relajación de esfuerzos causada en el techo de la perforación. En la Fig. XIV-16 se muestra esquemáticamente la masa de roca afectada por el fenómeno.

Para determinar la carga que actúa sobre el techo del túnel tomando en cuenta el efecto de arqueado pueden analizarse teorías, como la mencionada más atrás o resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre arenas. Estas pruebas, bastante representativas del comportamiento de arenas o rocas trituradas situadas sobre el nivel freático, permiten llegar a algunas conclusiones de interés práctico. La Fig. XIV-16 muestra la masa de roca afectada por el arqueado; el peso de esa masa, que tiende a penetrar en el túnel mientras no se construya el ademe apropiado, se transfiere en su mayor parte a las masas laterales de roca y es resistido por la fricción que se desarrolla en las superficies *ac* y *bd*. Nótese que el ancho de la zona de arqueado, B_1 , es mayor que el ancho del túnel. También se observa que el espesor D de la zona de arqueado es aproximadamente igual a $1.5B$; por encima de esa altura, los esfuerzos en la masa de roca

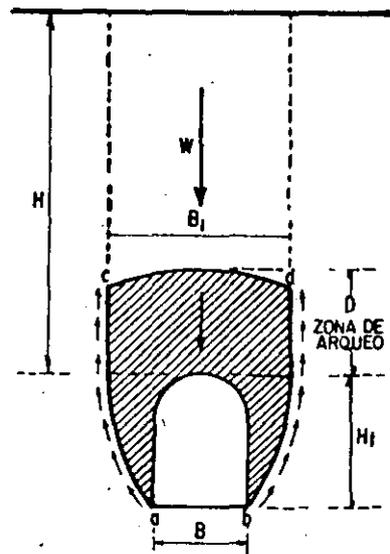


Figura XIV-16. Arqueo sobre un túnel.

permanecen prácticamente inalterados, cuando se efectúa la excavación. Basta que la roca ceda un poco en el techo del túnel, para que la carga sobre el ademe llegue a valores inclusive mucho menores que el espesor de la zona de arqueado, D . Así, se obtiene un $H_{p\text{mín}}$. Si a partir de este punto la deformación del intradós del arco del túnel sigue aumentando, la carga de roca vuelve a crecer tendiendo, según la deformación aumenta, a un valor $H_{p\text{máx}}$ que es, sin embargo, aún bastante menor que D . En general, dependiendo de circunstancias difíciles de cuantificar, la carga de roca adopta algún valor H_p , intermedio entre $H_{p\text{mín}}$ y $H_{p\text{máx}}$.

Después de que el ademe del techo ha sido instalado y adecuadamente acañado, la carga de roca aumenta con el tiempo, con velocidad decreciente, hasta un valor último que vale, según Terzaghi

$$H_{p\text{últ}} = 1.15 H_p$$

Dónde H_p es el valor de carga de roca originalmente actuante en el ademe.

Este valor se alcanza independientemente de la profundidad a que se excave el túnel bajo la superficie del suelo.

El valor de H_p , actuante sobre el ademe en un principio, depende de B_1 y, según Terzaghi, se tiene:

$$H_p = CB_1 \quad (14.32)$$

donde C es una constante que depende de la compacidad de la roca y de la distancia que haya cedido el techo del túnel, antes de que su ademe se instalase.

Si la roca está totalmente triturada, hasta el grado de presentar el aspecto de una arena, B_1 llega al valor:

$$B_1 = B + H_t$$

La carga de roca H_p sobre el techo del túnel puede estimarse, según la ecuación 14.32, con los valores de la tabla XIV-1 obtenidos de pruebas en modelos representativos en arenas secas.

La presión media sobre las paredes del túnel puede estimarse aplicando las teorías de presión de tierras en arenas, con la ecuación:

$$p_h = 0.3 \gamma (0.5 H_t + H_p) \quad (14.33)$$

donde γ es el peso específico de la masa de roca totalmente triturada y las demás literales tienen el sentido ya conocido.

Según ya se dijo, estos valores de la carga de roca y la presión horizontal aumentan con el tiempo un 15% aproximadamente, y este aumento deberá de tomarse en cuenta para el proyecto.

La experiencia ha indicado que los valores reales que se producen en los túneles suelen acercarse mucho más a los mínimos que a los máximos dados por

la tabla XIV-1. Esto indica que la deformación del techo del túnel, que tiene lugar durante la excavación basta para producir el desarrollo completo del arqueado de la masa de roca.

TABLA XIV-1

Valores de la carga sobre el techo en roca triturada

Roca totalmente triturada, equivalente a arena	H_p	Cedencia del techo del túnel
Compacta	Mín: $0.27 (B + H_t)$	$0.01 (B + H_t)$
	Máx: $0.60 (B + H_t)$	$0.15 (B + H_t)$ o más
Suelta	Mín: $0.47 (B + H_t)$	$0.02 (B + H_t)$
	Máx: $0.60 (B + H_t)$	$0.15 (B + H_t)$ o más

De todo lo anterior se deduce que, en estos tipos de roca, es conveniente la construcción inmediata del ademe y el acañamiento correcto del mismo.

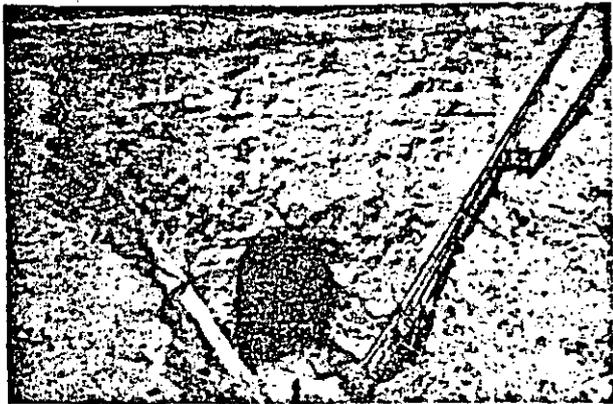
Si el túnel está excavado bajo el nivel freático, las pruebas en modelos han demostrado que el fenómeno de arqueado no se ve interferido por el flujo que se produce hacia el túnel, que actúa como un dren subterráneo, pero que las fuerzas de la filtración hacen que la carga de roca prácticamente se duplique. Naturalmente, el flujo afecta en forma importante la capacidad de carga en la base de los puntales del ademado lateral.

A.5. Túneles en roca fragmentada

Por el término fragmentada se indica una roca, que, por su gran cantidad de juntas, grietas y fisuras forma bloques independientes entre los que prácticamente no existe interacción. Las juntas entre los bloques pueden ser angostas o anchas y pueden o no estar rellenas de materiales más finos. El comportamiento mecánico de estas formaciones se parece al de las arenas compactas de grano grueso, sin ninguna cohesión. Si las juntas entre los bloques están distribuidas al azar, es frecuente que se presenten presiones, no sólo en el techo del túnel, sino también en sus paredes.

La carga de roca en estas formaciones está determinada por leyes parecidas a las que rigen los efectos del arqueado de las arenas; así, la carga H_p sobre el techo de un túnel excavado a profundidad considerable es independiente de dicha profundidad y depende linealmente de la suma de $B + H_t$.

La experiencia indica que estas rocas no se adaptan de inmediato al nuevo estado de esfuerzos provocado por la excavación del túnel. En el momento inmediato posterior a la acción de los explosivos, al-



Túnel en roca alterada.

gunos bloques de la zona del frente de ataque caen dentro del túnel, produciendo un embovedamiento en dicho frente y tendiendo a formarse un domo de bloques inestables que termina donde comienza la zona ya ademada del túnel; en estas condiciones, el frente de ataque se sostiene a sí mismo por un cierto tiempo, al cabo del cual, la caída de los bloques continúa, formándose una cúpula y otro domo de roca inestable. Si el ademe sigue sin colocar, el efecto es progresivo y la caída de una cantidad de roca produce la inestabilidad de otra masa en forma de domo que, a su vez, caerá posteriormente. El tiempo que la masa inestable de bloques se sostiene a sí misma depende de la forma y tamaño de los bloques, del ancho de las juntas, de la matriz que las ocupe y de la distancia entre el frente de ataque y el ademe ya instalado. Al tiempo transcurrido entre la acción de los explosivos y la caída del primer domo de roca inestable se le llama período de acción de puente, t_p . Este período se atribuye tanto a la resistencia viscosa de la matriz que rellena las juntas, como a la falla progresiva de las zonas de apoyo entre los bloques.

Aun cuando se construya un ademe adecuado, bien acuñaado contra la roca, dentro del tiempo de acción de puente, la carga de roca sobre el techo del túnel tiende a crecer con el tiempo por dos razones. En primer lugar, porque según el frente de excavación avanza a partir de un cierto punto del túnel, el efecto tridimensional de domo se ve substituido por el bidimensional de arqueo, menos eficaz; en segundo lugar, porque el acuñaamiento del ademe contra la roca no detiene del todo el acomodamiento de ésta bajo el nuevo estado de esfuerzos producido por la excavación; estos movimientos aumentan la carga de roca y el aumento no cesa hasta que los bloques han alcanzado su acomodo definitivo. El aumento total de la carga de roca y el tiempo que transcurra hasta que llegue a su valor constante depende en alto grado de la intensidad del acuñaamiento del ademe contra la roca; si esta operación se hace adecuadamente, el tiempo mencionado no sobrepasa, en general, una se-

mana. Por otra parte, si el espacio entre el ademe y la roca no se rellena bien con pedacería de roca y el ademe no se acuña convenientemente, la carga inicial de roca puede ser pequeña, menor inclusive que la que se tiene cuando aquellas operaciones se ejecutan satisfactoriamente, pero esa carga crece durante varios meses y su valor final llega a ser mucho mayor que el que se alcanza en el caso de relleno y acuñaamiento apropiado.

El tiempo de acción de puente aumenta rápidamente cuando el espaciamento entre los puntales de ademado disminuye. La distancia mínima que puede disponerse entre el frente de la excavación y el principio de la zona ademada es algo mayor que la distancia de avance de la excavación en un ciclo de uso de explosivos. Esa distancia suele ser del orden de $6/10$ del ancho, B , del túnel; varía con el tipo de roca y muy rara vez excede de 5 ó 6 m. Es evidente, por otra parte, que si el tiempo de duración de una operación de explosivos es mayor que el período de acción de puente, el ademe debe llevarse muy cerca del frente de la excavación.

El período de acción de puente debe influir en la programación de las operaciones de excavación, limpieza y ademado del túnel. Si este período es sólo algo mayor que el que se requiere para ventilar el frente de ataque, tras la acción de los explosivos, serán inevitables los derrumbes en dicho frente. Cuanto mayor sea la diferencia entre esos dos tiempos habrá mayor margen para construir el ademe y, consecuentemente, los derrumbes serán evitados en la correspondiente proporción, hasta el límite en que el tiempo de acción de puente cubra el lapso necesario para ventilar el túnel y ademar el frente descubierto, en cuyo caso no habrá derrumbes de material, si las operaciones se llevan convenientemente.

En realidad no existe una frontera específica entre la roca triturada, analizada en la sección A-4 y la roca fragmentada que ahora se trata; por lo tanto, en este caso la carga de roca puede variar de 0.25B, que corresponde a la roca moderadamente junteada, ya también analizada, a los valores más grandes que puedan presentarse en roca triturada. Arbitrariamente pueden distinguirse dos tipos dentro de la roca fragmentada en lo que se refiere a la estimación de la carga de roca que se produce: roca moderadamente fragmentada o roca muy fragmentada. Con base en las observaciones realizadas en túneles para ferrocarril a través de los Alpes, se ha llegado a algunas estimaciones de H_p en roca moderadamente y muy fragmentada. En túneles con agua a través de roca moderadamente fragmentada, H_p puede valer inicialmente cero y aumentar posteriormente a algunos metros. Si la roca está muy fragmentada, el valor inicial de H_p puede ser más grande. Con base en estas experiencias puede elaborarse la tabla XIV-2.

En túneles en seco los valores de H_p pueden ser muchos menores que en túneles en que el agua esté presente; sin embargo, es recomendable diseñar siem-

pre para la condición más crítica, pues es muy difícil garantizar la ausencia permanente de las aguas en el tipo de obras que aquí se trata.

El hecho de que las juntas entre los bloques de la roca estén ocupadas por arcilla puede ser muy importante en épocas en que el túnel esté seco, pues la arcilla seca actúa como cementante gracias a su resistencia al esfuerzo cortante; pero al humedecerse el túnel esta resistencia al esfuerzo cortante tiende a disiparse con rapidez y no es prudente, por lo tanto, confiar en ella, salvo en casos muy especiales. Por ello es aconsejable usar los valores de la tabla XIV-2 independientemente de la apariencia de la roca durante la construcción.

TABLA XIV-2

Valores de la carga sobre el techo en roca agrietada

Tipo de roca	Carga de roca, H_p	
	Inicial	Ultima
Moderadamente agrietada	0	$0.25 B$ a $0.35 (B + H_t)$
Muy agrietada	0 a $0.6 (B + H_t)$	$0.35 (B + H_t)$ a $1.10 (B + H_t)$

6. Túneles en roca alterada y en arcilla

Como ya se ha indicado, la alteración química convierte a la mayoría de las rocas, incluyendo todas las rocas ígneas y la mayor parte de los esquistos y pizarras, en arcillas. En ocasiones, la conversión es completa, en tanto que en otras se restringe a ciertos minerales únicamente; la alteración puede afectar a toda la masa de la roca o puede sólo ocurrir en las partes próximas a sus fisuras, grietas, juntas, etcétera. En cualquier caso, es claro que las propiedades mecánicas e hidráulicas de la roca alterada difieren radicalmente de las de la roca original y tienden a parecerse mucho y a veces a ser las mismas que las de una arcilla.

Cuando se excava un túnel en estas rocas alteradas se produce un efecto de arqueo, análogo al tratado en rocas fragmentadas y trituradas; es decir, la carga de roca, es mucho menor que la presión correspondiente al peso de todo el material sobreyacente a la excavación. Sin embargo, en rocas alteradas el efecto de arqueo se presenta asociado con fenómenos que son inexistentes en los otros tipos de roca mencionados.

En roca alterada o arcilla, el tiempo de acción de puente es mucho más largo que en arenas o rocas trituradas o fragmentadas; por ello muy rara vez se hace necesario en estos casos la excavación escalonada del frente del túnel; pero, por otra parte, el crecimiento de la carga de roca con el tiempo, a partir



Túnel en roca alterada y fragmentada.

del valor inicial es, en este caso, mucho mayor y más prolongado que en rocas químicamente intactas.

Las propiedades de las arcillas de mayor significación en lo que se refiere a túneles son su expansividad al ser aliviadas de cargas, la variación de la resistencia al esfuerzo cortante con la presión normal y la velocidad de reacción a los cambios de esfuerzos.

Cuando la arcilla es aliviada de presiones tiende a expandirse y en presencia de agua lo hace, generalmente en alto grado; este fenómeno ya ha sido suficientemente discutido en otros lugares de esta obra. Cuando se excava un túnel en estos materiales, la arcilla de las zonas próximas al borde de la excavación ve disminuidas sus presiones de confinamiento y por lo tanto se expande tomando agua del material más alejado del túnel; esto trae consigo la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla próxima a las paredes del túnel. En ocasiones se ha señalado que es la humedad prevaliente en general en el interior de los túneles la causa del reblandecimiento de la arcilla en su techo y paredes; esta afirmación carece totalmente de consistencia y, de hecho una muestra de arcilla extraída de la pared y dejada dentro del túnel, en contacto con el ambiente, se seca fuertemente en pocos días.

Cuando un túnel en arcilla no es ademado adecuadamente, el material de las paredes, piso y techo fluye lentamente y tiende a cerrar la excavación. Se dice entonces que fluye plásticamente. Durante ese proceso y debido a la expansión que se produce simultáneamente, la resistencia de la arcilla al esfuerzo cortante disminuye hasta un mínimo, en el cual se mantiene prácticamente constante; este valor final se denomina "cohesión última". Es evidente que el tiempo que tardan en producirse los fenómenos de expansión y pérdida de resistencia depende de la permeabilidad de la arcilla en primer lugar y del conjunto de sus propiedades en general. Para un túnel dado y a una profundidad dada, la velocidad de expansión aumenta rápidamente con las dimensiones de la parte del túnel no ademada, por lo que suele bastar llevar el ademe suficientemente cerca del frente de la excavación para prevenir problemas de expansión.

Cuando el frente avanza una cierta distancia adelante del ademado, la acción tridimensional de domo, que ocurre en el frente, es sustituida por el efecto bidimensional de arqueo, menos efectivo naturalmente, por lo que las expansiones tienden a aumentar, sobre todo en el piso y las paredes del túnel. El flujo hacia el túnel va asociado con una deformación que alarga a un elemento de arcilla en la dirección radial y lo acorta en la dirección circunferencial; esta deformación hace que la fricción interna del material y su cohesión aparente trabajen, por lo que, en el momento en que la arcilla empieza a fluir hacia dentro del túnel, el material vecino a las fronteras de éste empieza a funcionar como un arco que rodea a todo el túnel llegando a constituir un verdadero cilindro. Este material que resistió en la periferia de la excavación recibe el nombre de cilindro resistente y ayuda poderosamente a soportar la presión de la arcilla situada más lejos de la excavación.

Tan pronto como el túnel se adema y acuña convenientemente, el flujo de arcilla cesa, aun cuando ésta no se haya adaptado al nuevo estado de esfuerzos producido por la excavación y, por lo tanto, no se haya neutralizado la tendencia a fluir. Como consecuencia de esto, la presión contra los ademes aumenta, aunque a razón decreciente. El tiempo durante el que tal aumento de presión ocurre oscila entre algunas semanas y muchos meses.

La expansividad de las arcillas depende mucho de la presión a que hayan sido consolidadas. En arcillas preconsolidadas, la capacidad de expansión es grande, la velocidad con que se presenta el fenómeno es baja y el incremento de presión sobre los ademes construidos es grande y lento. Si el túnel está a poca profundidad, el valor último de la presión sobre el ademe puede exceder la presión del colchón existente.

Muy frecuentemente las arcillas duras se presentan muy agrietadas; estas arcillas se disgregan fácilmente cuando bajo presión, fluyen en las paredes de un túnel pues, como ya se dijo tal fluencia trae consigo una disminución de longitud de cualquier elemento en la dirección circunferencial. Estos efectos producen la caída de estos materiales de los techos de los túneles y el periodo de acción de puente de estas arcillas está generalmente limitado por el mencionado efecto de desmoronamiento.

En arcillas blandas suaves el concepto de periodo de acción de puente carece de significado, pues estos materiales fluyen desde un principio.

Todos los mecanismos anteriores pueden presentarse en rocas que contengan la cantidad suficiente de arcilla; en realidad, ésta puede ser producto de la descomposición de la propia roca o tener algún otro origen. La roca en sí puede ser junteada triturada o inclusive, mecánicamente intacta. Sin embargo, las propiedades de la roca, en lo que se refiere a su capacidad de fluencia o a su expansividad, quedan determinadas por las de la arcilla que contenga.

Las escasas pruebas que se han realizado hasta hoy en rocas que fluyen plásticamente, pero de poca o nula expansividad, indican que la carga de roca H_p es proporcional a $(B + H_1)$, pero con un coeficiente de proporcionalidad más alto que en el caso de roca muy agrietada. El valor H_p aumenta durante varias semanas a partir del momento de la excavación y también crece con la profundidad del túnel respecto al nivel del terreno. Las mayores presiones reportadas por Terzaghi en túneles excavados a profundidades de una o dos centenas de metros indicaron que el valor de H_p correspondiente aumentó desde $1.10 (B + H_1)$ inicialmente, hasta $2.1 (B + H_1)$ a que llegó finalmente. A profundidades del orden de más de 300 m, el valor inicial de H_p medido resultó del orden de $2.10 (B + H_1)$, pero este valor puede crecer hasta unos $4.50 (B + H_1)$ en el transcurso de los meses siguientes a la perforación. Otro interesante dato de la experiencia es que la presión en las paredes parece ser del orden de un tercio de la que se produce en el techo y la presión en el piso es como la mitad de esta última.

En rocas expansivas resultan aplicables las ideas expuestas para las arcillas preconsolidadas, de modo que el periodo de acción de puente depende sobre todo de la velocidad de expansión y del espaciamiento entre las fisuras que la roca pueda presentar. La carga de roca inicial es debida casi exclusivamente al acuñamiento, pero este valor aumenta durante mucho tiempo, a veces varios meses, hasta alcanzar cifras muy importantes.

La falla del ademe en roca expansiva va acompañada de una relajación casi instantánea de la presión, por lo que el ademe fallado suele bastar durante algunos días para que la falla no tome, por lo menos, caracteres de catástrofe. La presión aumenta otra vez, cuando un nuevo ademe substituye al destruido, pero su valor final ya es menor que el alcanzado anteriormente. Cuando el ademe no es circular, el aumento en contenido de agua y disminución de la resistencia al esfuerzo cortante, que ocurre en la roca próxima al túnel al expanderse, puede fácilmente ser causa de que los puntales del ademe penetren en el piso del túnel, comenzando así el colapso general de la estructura de protección; por ello el tipo de ademado circular debe considerarse ahora como indispensable.

Muy pocos datos confiables se tienen actualmente para valuar la carga de las rocas expansivas. En túneles superficiales la carga de roca puede ser bastante mayor que la correspondiente al material existente sobre el túnel. En túneles profundos se han llegado a medir frecuentemente presiones del orden de 10 kg/cm^2 y excepcionalmente se han encontrado valores tan altos como 20 kg/cm^2 ; este último valor es toscamente equivalente a un colchón de 80 m de roca gravitando sobre el techo del túnel. Estas presiones indican que, aún en rocas expansivas, el efecto de arqueo es importante. Como quiera que la expansión trae consigo un alivio de las presiones ejercidas por

el suelo, siempre que no existan restricciones, es recomendable dejar entre el ademe construido y la excavación una holgura; 10 ó 15 cm es un valor satisfactorio.

Un procedimiento recomendado por Terzaghi para la construcción del ademado es el siguiente. Se colocan costillas circulares de acero suficientemente resistentes para aguantar la presión de expansión de la roca; como consecuencia la roca fluye en torno a esas costillas venciendo la resistencia de los elementos de soporte intercalados entre las costillas, que se construyen relativamente débiles. Una vez que estos elementos han cedido, se retiran, se rebana el material expandido y se vuelven a construir los elementos intermedios. Así se logra que la presión vaya siendo controlada sin necesidad de sustituir todo el ademe o sin construirlo todo de muy alta resistencia.

Un aspecto muy importante es, naturalmente, reconocer la expansividad de la roca antes de efectuar la excavación del túnel. Para ello Terzaghi recomienda tomar muestras de roca fresca, sumergirlas en agua y medir su incremento de volumen. Un incremento menor de 2% indicaría que la roca no es expansiva, en el sentido que aquí se ha venido tratando. Este punto es importante, no sólo para juzgar la carga de roca, sino también para decidir el grado de acuañamiento que haya de dársele al ademe; en efecto, se

vio que en todos los tipos de roca antes tratados un buen acuañamiento en el ademe reduce no sólo el periodo de tiempo durante el cual la presión aumenta, sino también el valor final de dicha presión; por el contrario, en rocas francamente expansivas ya se mencionó la conveniencia práctica de dejar una holgura entre el ademe y las paredes de la excavación, pues esto reduce el valor final de la presión sobre el soporte. Así pues, el correcto juicio sobre la expansibilidad de la roca define los procedimientos de construcción en lo que a esta importantísima cuestión se refiere.

El conjunto de recomendaciones dado por Terzaghi se resume en la tabla XIV-3 (Refs. 6 y 7), en la que también se incluyen sus recomendaciones sobre la necesidad de ademado.

Los límites en la columna de carga H_p , se refieren a la condición de la roca o suelo, dentro de la cualidad utilizada para describirlos. Además hay límites de acuerdo con el tiempo en que se mida la carga, supuesto que el túnel se deja sin ademe. A este respecto, puede considerarse nula la carga inicial en formaciones sanas e intactas, sanas y estratificadas o moderadamente fisuradas o agrietadas.

En rocas muy fragmentadas, la carga inicial puede considerarse igual a $0.6 (B + H_t)$. En gravas y arenas varía entre $0.54 (B + H_t)$ y $1.2 (B + H_t)$. Si

TABLA XIV-3

Cargas de roca o suelo sobre túneles (Refs. 6 y 7)

Estado de la roca o suelo	Carga H_p	Observaciones
	m	
Roca sana e intacta	cero	Ademe ligero, si hay roca explosiva
Roca sana, estratificada	0 a $0.5 B$	Cuando sea necesario ademe ligero
Roca moderadamente fisurada	0 a $0.25 B$	Ademe ligero, si hay roca explosiva
Roca moderadamente fragmentada	$0.25 B$ a $0.35 (B + H_t)$	Ademe en el techo, rara vez en las paredes y nunca en el piso
Roca muy fragmentada	$0.35 (B + H_t)$ a $1.10 (B + H_t)$	Ademe en el techo y en las paredes
Roca triturada, pero químicamente intacta	$1.10 (B + H_t)$	Recomendable ademe circular
Grava y arena	$0.62 (B + H_t)$ a $1.4 (B + H_t)$	Recomendable ademe circular
Roca que fluye plásticamente (a poca profundidad)	$1.10 (B + H_t)$ a $2.10 (B + H_t)$	Conviene ademe circular
Roca que fluye plásticamente (a gran profundidad)	$2.10 (B + H_t)$ a $4.50 (B + H_t)$	Conviene ademe circular
Roca expansiva	Hasta 70 m, independientemente del valor de $(B + H_t)$	Indispensable ademe circular

NOTA: Los valores en la columna H_p se refieren a la carga final que se produce en un túnel no ademado.

la arena o grava están en estado suelto, el valor mínimo de la carga inicial será de $0.94 (B + H_i)$ y el valor mínimo de la carga final recomendable será $1.1 (B + H_i)$. En todos los demás casos de la tabla XIV-3 conviene considerar que la carga final actúa desde un principio.

En las rocas o suelos sanos o moderadamente estratificados, fisurados o fragmentados, los valores para la carga dados por la tabla XIV-3 podrán reducirse a la mitad, cuando el túnel está sobre el nivel de aguas freáticas.

B. Método de Protodyakonov (Ref. 3)

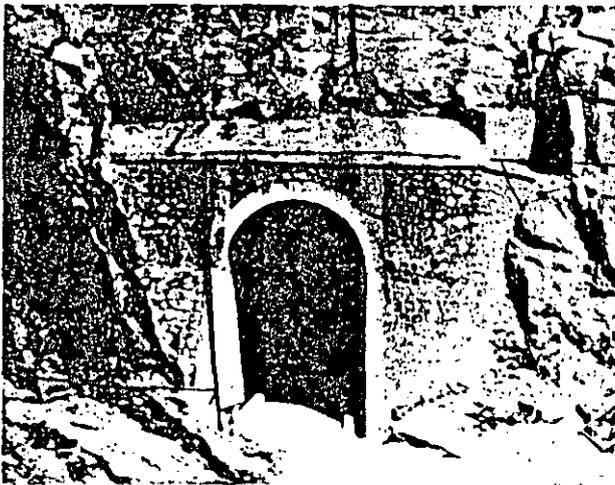
En esencia, este método de valuación se fundamenta también en ideas de arqueo y ha sido desarrollado para materiales granulares, si bien su utilización se ha extendido a rocas y otros tipos de suelos con buenos resultados reportados por la práctica rusa, que es la que mayor uso ha hecho del método. Al desarrollar el método para materiales granulares Protodyakonov supuso que sobre la cavidad se desarrolla un arco que puede considerarse triarticulado, cuyo equilibrio sólo puede garantizarse si los esfuerzos a lo largo de la línea AOB son de compresión y no hay esfuerzos de flexión.

B-1. Materiales granulares

En el desarrollo de las ideas que fundamentan este procedimiento de valuación se considera que la excavación de la galería produce un arqueo, de manera que el equilibrio de la masa que queda abajo del arco formado está asegurado por los esfuerzos que se desarrollan a lo largo de la línea AOB (Fig. XIV-17). El arco se considera una parábola.

Las fuerzas actuando en cualquier sección DO del arco son:

- a) La resultante horizontal, T , de las reacciones



Túnel en roca fragmentada.

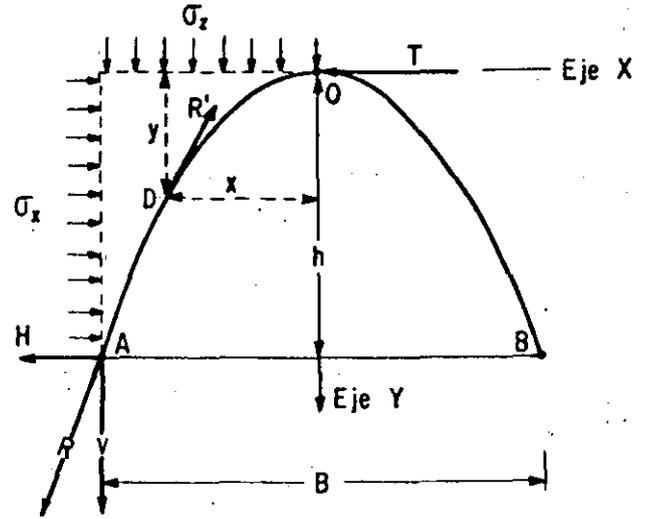


Figura XIV-17. Croquis explicativo para plantear el método de Protodyakonov (Ref. 3).

que actúan desde el lado derecho sobre el punto O.

- b) $P = \sigma_z x$, resultante de las presiones verticales actuantes sobre el tramo de arco considerado.
- c) La reacción tangencial R' en el punto D, causada por las acciones del tramo de arco a la izquierda de D.

Si se toman momentos de estas fuerzas con respecto al punto D, se obtiene:

$$M_D = -T y + \sigma_z \frac{x^2}{2} = 0 \tag{14-34}$$

De donde:

$$\sigma_z \times \frac{x^2}{2} = T y \tag{14-35}$$

Si se considera una articulación en A y otras en O y B, podrá considerarse actuante en A la reacción R, con componentes horizontal y vertical; la reacción vertical descarga al arco en sus soportes y la horizontal tiende a abrirlo, pero cualquier desplazamiento debe ser impedido por las fuerzas de fricción desarrolladas en el plano AB, sujeto a presiones verticales. Desde este punto de vista puede expresarse:

$$\text{Reacción Horizontal por fricción} = H_1 = V \cdot f \tag{14-36}$$

Donde H_1 representa la restricción por fricción al desplazamiento del punto A.

$$V = \sigma_z \frac{B}{2} \tag{14-37}$$

y $f = \tan \phi$ para materiales granulares, donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material.

La reacción horizontal H debe incluir tanto el

efecto de H_1 como el de la presión lateral σ_x , de manera que en definitiva vale:

$$H = \sigma_x \frac{B}{2} f - \sigma_x h \quad (14-38)$$

La ecuación 14-35 es la de una parábola que pasa por D . Si esta ecuación se aplica en el punto A , en el cual:

$$x = \frac{B}{2}$$

$$y = h \quad \text{y} \quad T = H$$

se obtendrá teniendo en cuenta la ecuación (14-38):

$$\sigma_x \frac{B^2}{2 \times 4} = \left[\sigma_x \frac{B}{2} f - \sigma_x h \right] h \quad (14-39)$$

De donde:

$$\sigma_x = \sigma_x \frac{B}{2} \frac{4 h f - B}{4 h^2} \quad (14-40)$$

La altura del arco natural que se forme realmente debe estar asociada con el máximo esfuerzo σ_x que el material pueda desarrollar. El concepto anterior proporciona un método matemático para encontrar h , que consistirá en derivar σ_x con respecto a h y despejar este valor de la derivada igualada a cero:

$$\frac{d \sigma_x}{d h} = \sigma_x \frac{B}{2} \cdot \frac{\frac{B}{2} - f h}{h^3} = 0 \quad (14-41)$$

Despejando h se obtiene:

$$h = \frac{B}{2 f} \quad (14-42)$$

expresión que da la altura del arco natural que se desarrolla en el material sobre la galería, en condiciones de esfuerzo admisibles y compatibles con el equilibrio.

Si este valor de h se substituye en la expresión 14-40, podrá llegarse a:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_x}{2} f^2 \quad (14-43)$$

Conviene ahora llevar este valor a la expresión 14-38, para tener:

$$H = T = \sigma_x \frac{B}{2} f - \sigma_x \frac{B}{4} f$$

$$T = \sigma_x \frac{B}{4} f \quad (14-44)$$

La expresión anterior puede llevarse a la ecuación de la parábola que pasa por D (fórmula 14-35), para obtener:

$$\sigma_x \frac{x^2}{2} = T y = \sigma_x \frac{B}{4} f y$$

de donde:

$$y = \frac{2 x^2}{B f} \quad (14-45)$$

La carga que actúa sobre el túnel es el peso del material que queda debajo de esa parábola. La carga correspondiente al material que queda sobre y a los lados de la parábola se transmite, por arqueo, fuera del túnel, sin que ejerza presión sobre los ademes. El área bajo la parábola vale:

$$A = \frac{2}{3} B h \quad (14-46)$$

Por lo tanto, la carga que recibe el ademe por unidad de longitud del túnel será:

$$C = \frac{2}{3} \gamma_m B h \quad (14-47)$$

Siendo γ_m el peso volumétrico del material de cobertura. Teniendo en cuenta el valor encontrado para h (fórmula 14-42), puede escribirse:

$$C = \frac{1}{3} \gamma_m \frac{B^2}{f} \quad (14-48)$$

con $f = \tan \phi$ (materiales granulares)

La anterior expresión permite calcular la carga que han de resistir los ademes por unidad de longitud de túnel, en función de elementos conocidos o posibles de valuar en forma razonable. Si se considera que la carga C actúa sobre un área B , la presión vertical a contrarrestar es:

$$\sigma_v = \frac{1}{3} \gamma_m \frac{B}{f} \quad (14-49)$$

Es de resaltar que la estructura final de la fórmula a que llega Protodyakonov para la presión sobre el ademe se parece extraordinariamente a la similar obtenida por Terzaghi en sus análisis de arqueo (fórmula 14-9 de este mismo Capítulo).

B-2. Extensión a materiales cohesivos y a materiales con $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$

El método de Protodyakonov ha sido verificado por una gran cantidad de experiencias que han puesto de manifiesto que con excepción de los cubrimientos menos espesos, las presiones medidas no dependen de la profundidad a la que está localizado el túnel.

Estas experiencias han dado oportunidad a exten-

der el campo de aplicación del método, originalmente establecido para materiales granulares, como se dijo. La extensión a suelos cohesivos se ha hecho manejando un coeficiente de relación entre la reacción horizontal debida a la fricción y la reacción vertical diferente del valor $\tan \phi$, que se ha manejado en la exposición precedente y que debe usarse en los materiales granulares:

En suelos puramente cohesivos, este coeficiente recibe el nombre de coeficiente de resistencia y se expresa como (Ref. 3):

$$f = \frac{c}{q_u} \quad (14-50)$$

De este modo, en el caso general de suelos con cohesión y fricción, el coeficiente de resistencia quedará expresado como:

$$f = \frac{c}{q_u} + \tan \phi \quad (14-51)$$

En rocas, se ha utilizado el método de Protodyakonov con un coeficiente de resistencia igual a:

$$f = \frac{q_{uc}}{100} \quad (14-52)$$

Donde q_{uc} es la resistencia a la compresión de la roca, en una prueba sin confinamiento y hecha sobre un espécimen cúbico. El valor 100 tiene unidades en kg/cm^2 .

La tabla XIV-4 (Ref. 3) recoge un conjunto de valores empíricos del coeficiente de resistencia para varios suelos y rocas.

Según la práctica soviética, que incluye la construcción de un gran número de túneles en suelos

TABLA XIV-4

Valores empíricos del coeficiente de resistencia f en el método de Protodyakonov (Ref. 3)

Grado de resistencia	Tipo de roca o suelo	γ_m kg/m^3	q_{uc} kg/cm^2	Factor f —
Muy alto	Granitos masivos, cuarcitas o basaltos sanos y, en general, rocas duras sanas y muy resistentes.	2,800-3,000	2,000	20
Muy alto	Granitos prácticamente masivos, pórfidos, pizarras silicosas, areniscas y calizas sanas.	2,600-2,700	1,500	15
Alto	Granitos y formaciones similares. Areniscas y calizas prácticamente sanas. Conglomerados muy resistentes. Limonitas resistentes.	2,500-2,600	1,000	10
Alto	Calizas en general. Granitos meteorizados. Limonitas. Areniscas relativamente resistentes. Mármoles. Piritas.	2,500	800	8
Moderadamente alto	Areniscas normales.	2,400	600	6
Moderadamente alto	Pizarras.	2,300	500	5
Medio	Lutitas. Calizas y areniscas de baja resistencia. Conglomerados no muy duros.	2,400-2,800	400	4
Medio	Lutitas. Pizarras arcillosas. Margas.	2,400-2,600	300	3
Moderadamente bajo	Lutitas blandas. Calizas muy fracturadas. Yesos. Areniscas en bloques. Gravas cementadas.	2,200-2,600	200-150	2-1.5
Moderadamente bajo	Gravas. Lutitas y pizarras fragmentadas. Depósitos de talud duros. Arcillas duras.	2,000	—	1.5
Bajo	Arcilla firme. Suelos arcillosos.	1,700-2,000	—	1.0
Bajo	Loes. Formaciones de arena y grava. Suelos areno-arcillosos o limo-arcillosos.	1,700-1,900	—	0.8
Suelos	Suelos con vegetación. Turbas. Arenas húmedas.	1,600-1,800	—	0.6
Suelos granulares	Arenas y gravas.	1,400-1,600	—	0.5
Suelos plásticos	Limos y arcillas blandos.	—	—	0.3

y rocas, el método de Protodyakonov está ampliamente verificado para profundidades que oscilen entre

$$\frac{B}{\tan \phi} \text{ y } \frac{B}{\tan \phi}$$

Las dos principales objeciones que se han hecho al método pueden condensarse como sigue:

1. La altura del arco de carga (expresión 14-12), resulta ser una función lineal del ancho del túnel y se ha dicho que esta relación es excesivamente simple, como para esperar que tome en cuenta todos los factores que influyen.
2. La tabla XIV-4, que proporciona para una amplia gama de casos los valores del coeficiente de resistencia con que se aplica el método resulta excesivamente poco precisa, de manera que una selección bien intencionada de tal coeficiente puede resultar oscilando entre límites muy amplios.

En añadidura a todo lo expuesto en relación a este método de valuación de presiones verticales, conviene mencionar algunos criterios que la tecnología soviética ha manejado en forma adicional (Ref. 3):

1. Cuando el túnel se construye en roca sedimentaria suelta, con $\phi < 40^\circ$ y una altura de cubrimiento menor que $2.5 B$, el ademe debe diseñarse para soportar toda la presión geostática correspondiente a todo el cubrimiento.

2. En suelos estratificados, sólo deben tomarse en cuenta las propiedades del estrato inmediatamente arriba del techo del túnel. Los estratos suprayacentes sólo interesan en el cálculo de presiones normales verticales (σ_z).

3. Cuando se construye un túnel en arcillas bajo el nivel freático debe tomarse en cuenta de alguna manera el efecto de la expansión de la arcilla; esto podría hacerse tomando un peso adicional igual al de una columna de suelo que vaya desde el techo del túnel hasta el nivel freático.

C. Método de Bierbäumer (Ref. 3)

Este método se ha desarrollado durante la construcción de los grandes túneles alpinos. Según esta teoría la carga que actúa sobre el túnel corresponde al peso del material que queda comprendido en el interior de una parábola de altura $h = \alpha H$ (Fig. XIV-18).

El desarrollo matemático de la teoría tiene por objeto establecer el valor de α a utilizar en cada caso. La Fig. XIV-19 (Ref. 3) esquematiza los diagramas operacionales de fuerzas con base en los cuales puede llegarse al valor de α . b es el ancho de la parábola de carga en la sección correspondiente al techo del túnel, que queda determinado trazando dos líneas a $45^\circ + \phi/2$ a partir de los puntos A y B . El peso de la masa que gravita sobre el techo del túnel queda

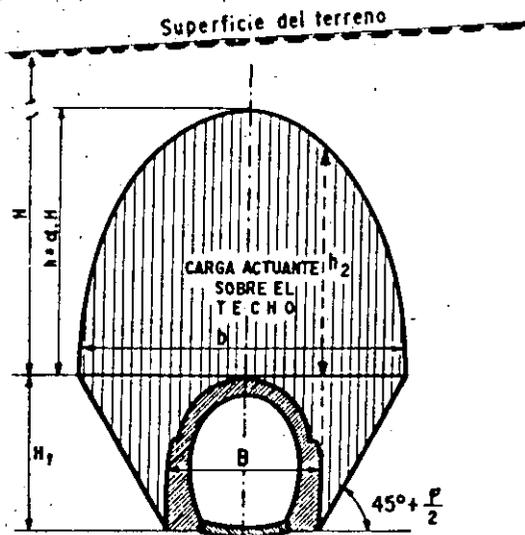


Figura XIV-18. Esquema de la carga actuante en la teoría de Bierbäumer (Ref. 3).

contrarrestado por las dos fuerzas de fricción que se desarrollan a lo largo de los planos verticales por los puntos C y D y, además, por la fricción producida por las presiones σ_x que se ejercen lateralmente contra las paredes del túnel. Puede observarse que el planteamiento del análisis implica que el material en que se excava el túnel es de naturaleza friccionante.

Tras una manipulación matemática que se omite, por considerarse que no añade nada al panorama conceptual, pero que puede consultarse por ejemplo en la Ref. 3, Bierbäumer llega para α a la siguiente expresión:

$$\alpha = 1 - \frac{\tan \phi \tan^2 (45^\circ - \phi/2) H}{B + 2 H_1 \tan (45^\circ - \phi/2)} \quad (14-53)$$

La tabla XIV-5 (Ref. 3) proporciona un conjunto de valores de α para las condiciones que se citan, cubriendo el caso de túneles con una y dos bandas de circulación.

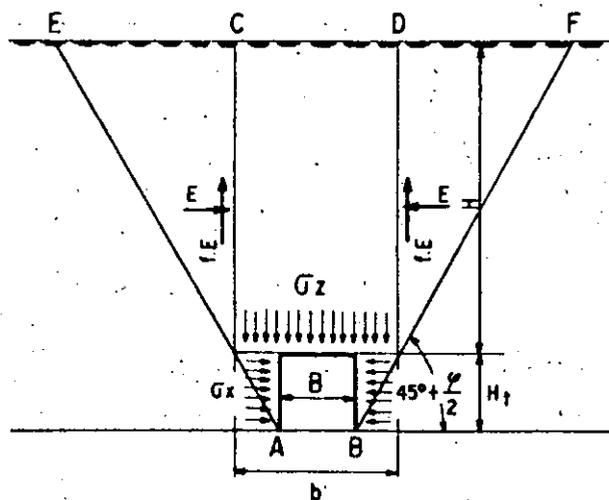


Figura XIV-19. Diagrama operacional de fuerzas en la teoría de Bierbäumer (Ref. 3).

TABLA XIV-5

Valores del coeficiente α en la teoría de Bierbäumer (Ref. 3)Túnel simple (Una banda de circulación) $B = 7 \text{ m}$; $H_1 = 8 \text{ m}$

$H \text{ (m)}$ \diagdown ϕ	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
20	0.80	0.79	0.78	0.77	0.76	0.74	0.72
30	0.70	0.69	0.67	0.65	0.63	0.61	0.58
40	0.60	0.58	0.56	0.54	0.51	0.48	0.44
50	0.50	0.48	0.44	0.42	0.38	0.34	0.30
75	0.42	0.38	0.32	0.26	0.21	0.17	0.12
100	0.36	0.32	0.26	0.20	0.15	0.12	0.09
125	0.35	0.28	0.22	0.17	0.12	0.09	0.07
150	0.35	0.24	0.19	0.14	0.10	0.08	0.06
175	0.35	0.24	0.17	0.12	0.08	0.06	0.04
200	0.35	0.24	0.17	0.11	0.07	0.05	0.04
> 200	0.35	0.24	0.17	0.11	0.07	0.05	0.03

Túnel para doble circulación (2 bandas) $B = 10 \text{ m}$; $H_1 = 8 \text{ m}$

$H \text{ (m)}$ \diagdown ϕ	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
20	0.86	0.84	0.84	0.83	0.83	0.83	0.83
30	0.79	0.76	0.76	0.73	0.73	0.73	0.73
40	0.72	0.68	0.66	0.64	0.64	0.63	0.63
50	0.65	0.60	0.58	0.55	0.54	0.53	0.53
75	0.48	0.42	0.37	0.33	0.31	0.29	0.29
100	0.39	0.36	0.29	0.24	0.18	0.15	0.11
125	0.35	0.30	0.24	0.19	0.14	0.11	0.08
150	0.35	0.28	0.20	0.16	0.11	0.09	0.06
175	0.35	0.24	0.18	0.13	0.09	0.07	0.05
200	0.35	0.24	0.17	0.12	0.08	0.06	0.04
> 200	0.35	0.24	0.17	0.11	0.07	0.05	0.03

Para muy pequeños espesores de cubrimiento debe tomarse siempre $\alpha = 1$. Para grandes espesores de cubrimiento, siempre que $H > 5 \left(2 H_1 \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)$ el coeficiente α ya se hace independiente de dicho espesor de cubrimiento, y adopta el valor uniforme:

$$\alpha = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (14-54)$$

D. Otros métodos para valuar las presiones verticales sobre el techo de los túneles

La muy completa Ref. 3 menciona y desarrolla todo un conjunto de teorías para estimar la presión vertical que se ejerce en el techo de los túneles. A despecho de que algunas de esas teorías son muy sugestivas desde el punto de vista mecánico, seguramente puede hacerse a todas ellas el comentario de que

no están suficientemente probadas por trabajo experimental. Entre ellas destacan por su armonía (Ref. 3) la de Fenner, la de Esztó, la de Kommerell y la de Balla (Ref. 22).

E. Valuación de algunas de las teorías de presión vertical según sus resultados

La Ref. 18 contiene un análisis que pudiera ser de interés para los ingenieros que afrontan en la práctica la necesidad de estimar las presiones verticales, que se ejercen sobre los ademes de los techos de los túneles. Si estos hombres aplican las diversas teorías disponibles obtendrán diferentes resultados y, en ocasiones, muy diferentes. Surge entonces la cuestión de cuál es el criterio más conveniente a seguir en la elección de la teoría a adoptar. Desde un punto de vista estrictamente teórico poca luz puede obtenerse para responder esta pregunta. Ninguna de las teorías propuestas en las páginas anteriores se adapta por completo a los requerimientos de un análisis teórico dentro de la Mecánica del Medio Continuo: todas ellas contienen elementos que provienen del arte del ingeniero y hacen intervenir efectos de los que hay amplia evidencia experimental, como el arqueo, que no figuran en los encuadres de la Mecánica Aplicada. Parece francamente imposible elegir, con base en la reflexión, una teoría como mejor que las otras. Ante esta situación, un análisis como el que se menciona (Ref. 18) puede tener interés. En dicha referencia se comparan, entre otros, los métodos de Terzaghi, Protodyakonov y Bierbäumer con los resultados de la aplicación de un modelo visco-elástico, en el que la presión vertical se toma como la geostática total; esta condición se complementa con una relación de presión vertical a horizontal muy grande, lo que genera un túnel sujeto a muy grandes presiones, pero no necesariamente un túnel que requiera ademe muy robusto, pues la relación alta entre σ_v y σ_h acarrea momentos flexionantes reducidos. Una condición como ésta seguramente no está lejos de la condición real a largo plazo en muchos túneles.

Diseñado el mismo túnel con los diversos métodos, el de Protodyakonov condujo a un ademe 7.5% más caro que el correspondiente al modelo visco-elástico; el incremento con el método de Terzaghi fue de 5.4% y con el método de Bierbäumer fue de 0.6%.

Una estimación de las condiciones de seguridad del túnel ademado estableció que el método de Protodyakonov condujo a un diseño 25% más seguro que el del modelo visco-elástico; el de Terzaghi, a un diseño 18% más seguro y el de Bierbäumer a uno 2% más seguro que el mismo módulo comparador. Desde este punto de vista y en las condiciones mandadas en la Ref. 18, el método de Protodyakonov probablemente hubiera sido el más sugestivo para ser usado, pues condujo a un incremento de seguridad

del 25%, con un incremento en costo de sólo el 7.5%.

Obviamente las cifras anteriores representan sólo un caso. Pudieran balancearse de otro modo muy diferente con otras condiciones de proyecto diferentes de las supuestas en la Ref. 18. El análisis se cita simplemente como un ejemplo de una posible actitud a adoptar para discernir en un caso real dado, cual pudiera ser la teoría más conveniente para ser establecida como norma de proyecto.

Con fines puramente ilustrativos se proporciona la tabla XIV-6 (Ref. 3) en la que se recogen una serie de presiones realmente medidas en túneles. Estos valores pueden servir para normar criterios con fines de anteproyecto o para calificar los resultados obtenidos de un cierto cálculo.

F. Métodos para la valuación de presiones laterales

La magnitud de las presiones laterales puede no ser menos significativa que la de las verticales para el diseño del ademe de un túnel. Ya se dijo, al hablar de las presiones de montaña, que con relación a esta sollicitación las paredes del túnel pueden ser el elemento crítico y no es ese el único caso en que la presión lateral puede jugar un papel tan o más importante que la vertical. La magnitud de las presiones laterales depende más de las deformaciones del ademe que la de las presiones en el techo, de manera que su valor queda influenciado decisivamente, como en ningún otro tipo de presión, por la resistencia del ademe.

Los esfuerzos residuales, producto de la historia previa del material en que se excava el túnel, de los que también ya se habló, afectan a las presiones laterales también más que a las verticales.

La presión lateral en los suelos se establece hasta el momento presente con las mismas ideas que se manejan en las teorías clásicas de presión de tierras. La presión lateral (horizontal) es igual a la presión vertical multiplicada por un coeficiente de empuje de tierras, cuyo valor depende de la deformación horizontal que se permita. Así, la presión lateral resulta ser una función lineal del espesor de cubrimiento del túnel. Razonando así, a profundidades muy grandes, la presión lateral puede llegar a resultar inclusive mayor que la vertical, pues esta última se reduce por efectos de arqueo; al mismo tiempo, en esas grandes profundidades también aumentará mucho la resistencia friccional que en la dirección horizontal pueda considerarse al suelo.

Algunas presiones laterales medidas en túneles se han incluido en la tabla XIV-6; en ella puede verse cómo normalmente la presión lateral oscila entre un cuarto y un tercio de la vertical, pero la tabla no incluye ningún caso en que hubieran actuado grandes esfuerzos laterales de origen tectónico, que pueden

TABLA XIV-6

Valores medidos de presiones en túneles (Ref. 3)

Tipo de material	Presiones en el techo, σ_x (ton/m ²)		Presión lateral, $\sigma_z = \frac{1}{2} \sigma_x$ ó $\frac{3}{2} \sigma_x$		Presión en el piso (ton/m ²)	Ademe		Observaciones
	Condición inicial	Condición final	Condición inicial	Condición final		Procedimiento de construcción	Niveles de esfuerzos que soporta	
Roca sana o ligeramente fragmentada.	0	8-12	—	—	—	Ligero. Esqueleto de marcos.	Nulos.	Muy pequeña presión por aflojamiento.
Roca muy agrietada. Roca suave con pequeño cubrimiento.	10	30-35	—	3	4-6	Esqueleto de marcos sólido.	Bajos.	Presión por aflojamiento que tiende a aumentar con el tiempo.
Roca fragmentada. Conglomerados medianamente cementados. Aglomerados.	15-25	30-40	5-10	5-15	10	Esqueleto de marcos muy resistente.	Medios.	Se tardará tiempo en llegar a equilibrio de presiones.
Roca totalmente fragmentada, saturada. Gran altura de cubrimiento.	25-35	40-60	10	10	15	Marcos en sucesión prácticamente continua. Conviene ademe circular.	Considerables.	Puede resultar muy difícil la estabilización de las presiones.
Fragmentos, gravas y otros suelos. Rocas muy suaves bajo altas presiones. Muy grandes espesores de cubrimiento.	40-60	100-150	20	15	30	Ademe circular.	Presiones crecientes, de difícil control, que pueden llegar a la ruptura.	La estabilización de las presiones sólo se logra después de permitir importantes desplazamientos; éstos pueden ocurrir en meses o en años.

alterar por completo las relaciones anteriores. La misma Ref. 3 cita al respecto el caso de los túneles de la presa Hoover (E. U. A.), en que se midieron presiones laterales hasta tres veces mayores que las actuantes en el techo.

Según Terzaghi la presión horizontal puede estimarse con la fórmula:

$$p_h = 0.3 \gamma_m (0.5 H_t + H_p) \quad (14-55)$$

Donde H_t es la altura del túnel y H_p es la altura de material gravitando sobre el techo, que se haya considerado para el cálculo del mismo.

En suelos granulares o en roca despedazada, propone el mismo Terzaghi la expresión:

$$p_h = \gamma_m \frac{H}{N\phi} \quad (15-56)$$

Donde H es la altura total desde el techo del túnel hasta la superficie del terreno natural sobre él. $N\phi$ tiene el sentido familiar en las teorías de empuje de tierras (Capítulo V).

Lo anterior equivale a considerar un estado activo de presión de tierras en las paredes del túnel.

Según la práctica soviética (Ref. 3), considerando una presión parabólica para la carga vertical, tal como se hace en el método de Protodyakonov o en el de Bierbäumer, la presión horizontal puede calcularse considerando una distribución lineal entre un valor actuante al nivel del techo (p_{h1}) y otro actuante al nivel del piso (p_{h2}). Dando a la distancia h_2 el sentido anotado en la Fig. XIV-18, estos dos valores serán:

$$p_{h1} = \gamma_m \frac{h_2}{N\phi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N\phi}} \quad (14-57)$$

$$p_{h2} = \gamma_m \frac{h_2 + H_t}{N\phi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N\phi}} \quad (14-58)$$

que también recuerdan a las familiares correspondientes al estado activo.

$N\phi$ tiene el sentido usual de $\tan^2 (45^\circ + \phi/2)$.

El sentido de ambas expresiones dentro del contexto familiar de las teorías de empuje de tierras es evidente. Debe notarse también que las expresiones anteriores son válidas para materiales con fricción y cohesión.

Protodyakonov ha propuesto una expresión para el empuje total actuante en la pared del túnel:

$$E = \gamma_m H_t \frac{1}{N\phi} \left\{ \frac{2}{3 \tan \phi} \left[B + H_t \frac{1}{\sqrt{N\phi}} \right] + \frac{H_t}{2} \right\} \quad (14-59)$$

En la literatura no se indica el punto de aplicación de este empuje; parece razonable situarlo a la mitad de la altura del túnel.



Efecto de la presión lateral en el ademe de un túnel.

Durante la construcción de túneles alpinos de gran diámetro en Suiza, Bonnard midió presiones laterales que se relacionan más bien con la altura total de cubrimiento sobre el túnel que con la altura reducida por alguna consideración de arqueo; de esta manera; el citado investigador propuso la expresión:

$$p_h = \gamma_m H \frac{1}{N\phi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N\phi}} \quad (14-60)$$

H es, otra vez, el espesor total de cubrimiento sobre el túnel.

G. Métodos de valuación para presión en el piso del túnel

Las presiones en el piso suelen ser reacciones a las presiones en el techo, pero por el efecto de absorción de las masas de suelo o roca vecinas es usual medir valores de la presión en el piso que son menores a las correspondientes en el techo. Terzaghi ha proporcionado evidencia empírica que parece apoyar como razonable una estimación de la presión en el piso en el orden de la mitad de la prevaleciente en el techo.

Las presiones en el piso se ven grandemente in-

fluenciadas también por los procedimientos de construcción adoptados. La verdadera presión de montaña y las presiones de expansión suelen ser las que juegan un papel más importante para convertir a la presión en el piso en un problema de importancia en algunos túneles; en la práctica, por lo tanto, los problemas serios en el piso de las galerías están asociados a la presencia de arenas sueltas y, muy especialmente, de arcillas saturadas. El hecho de que el piso sea una zona descargada, en tanto que a los lados pueda haber esfuerzos de compresión importantes puede llegar a generar procesos de falla de fondo, con expansión del piso. Este levantamiento puede provenir también de una verdadera expansión en suelos susceptibles, asociada a fenómenos de absorción de agua.

El desarrollo de presiones en el piso está muy relacionado con la aparición de presiones laterales importantes, como hace ver la Fig. XIV-20 (Ref. 3), que corresponde a mediciones hechas durante la construcción de un túnel en Europa.

Puede verse cómo prácticamente no hubo ninguna expansión en el fondo de la excavación piloto, hasta el momento en que comenzó a excavarse la bóveda de la galería y cómo las expansiones aumentaron rápidamente cuando se formaron las paredes verticales de la misma; es decir, en el momento en que la galería creció en ancho y una mayor carga vertical fue transferida lateralmente, produciendo mayores presiones horizontales.

Las presiones en los pisos de los túneles rara vez son fuente de graves problemas, exceptuando los casos de verdadera presión de montaña o de presiones de expansión. El cálculo de las presiones desencadenadas por efecto de las presiones verticales y horizontales actuantes es complicado y se considera no necesaria su inclusión en esta obra, en vista de lo relativamente poco frecuente que resultan los casos en que el fenómeno sea realmente importante. La

Ref. 3 proporciona varios procedimientos para efectuar estos análisis.

H. Influencia del tiempo en el desarrollo de las presiones

Como ya se mencionó, la presión que finalmente recibe el ademe de un túnel puede tener diversos orígenes. Los métodos anteriores sólo pueden cuantificar la que se deba a el peso de los materiales, esté o no parcialmente neutralizada por efectos de arqueo. También se mencionó en varias ocasiones que las presiones que realmente lleguen a desarrollarse dependen mucho del tiempo que transcurra antes de colocar el ademe del túnel.

La excavación y la construcción se llevan en la práctica en forma de una serie de ciclos de operaciones sistemáticamente repetidas. La excavación, la reza, la ventilación, la instalación del ademe provisional y la construcción del definitivo suelen ser las etapas más significativas. Durante la excavación, las secciones más protegidas son las que están cerca del frente de la excavación, pues allí el material está soportado por tres lados, en lugar de los dos usuales en el resto del túnel. Como se dijo, en el frente de la excavación se forma un medio domo, que es capaz de resistir más tiempo sin soporte que un arco. El tiempo que el medio domo puede estar no soportado, antes de que la fisuración o las expansiones comiencen a provocar caídos o reducciones en la sección, se llama el tiempo de acción de puente y depende de la naturaleza del material, del ancho de la excavación y de la distancia que se deje entre el frente y el ademe.

La secuencia operacional de la construcción debe ser tal que el tiempo que permanezca sin soporte el medio domo en el frente sea inferior al periodo de acción del puente. La Fig. XIV-21 (Ref. 3) muestra

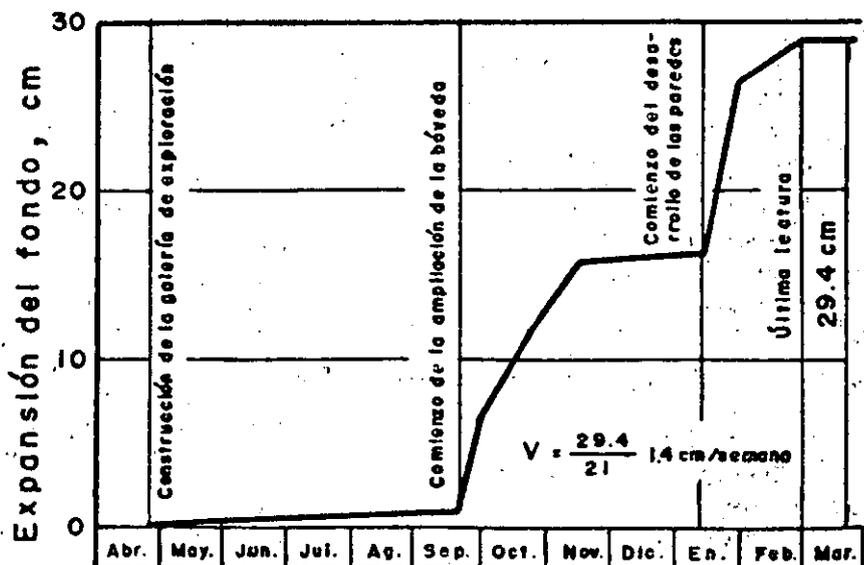


Figura XIV-20. Presiones en el piso de un túnel, mostrando su relación con las presiones laterales (Ref. 3).

37

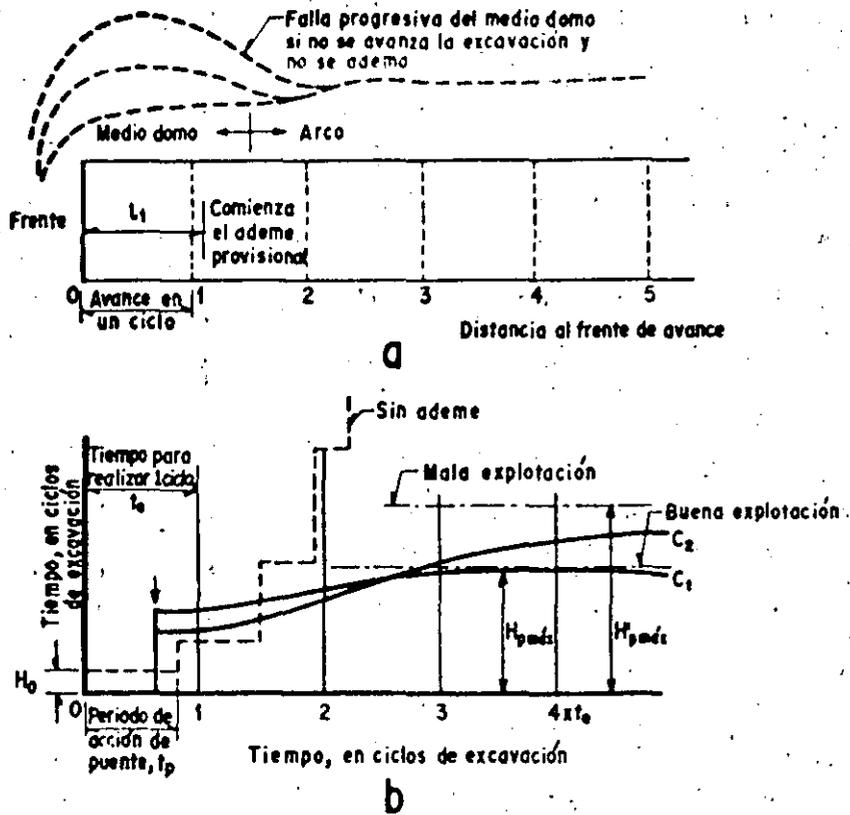


Figura XIV-21. Relación entre el tiempo antes del ademeado y el desarrollo de la presión en el techo del túnel (Ref. 3).

quemáticamente la relación que puede esperarse entre el tiempo transcurrido antes de la colocación del ademe provisional y el desarrollo de la presión en el techo del túnel; se supone que un ciclo de operaciones constructivas dentro del túnel dura un poco más que el tiempo de acción de puente, lo que no es una situación rara. Nótese cómo aumenta la carga del material (H_p) en el frente y en la galería y cómo los valores finales dependen del cuidado que se haya puesto en la explotación; la curva c_1 se refiere a una explotación cuidadosa, en la cual no se han dejado bloques sueltos, sin acañamiento, en tanto que la curva c_2 se refiere a una maniobra más descuidada. Las alturas $H_{p\text{máx}}$ y $H'_{p\text{máx}}$ son las respectivas cargas de material sobre el techo del túnel, correspondientes a ambas curvas.

La Fig. XIV-22 (Ref. 3) muestra un caso en que se compara el periodo de acción de puente con la secuencia de operaciones de construcción, suponiendo que ésta incluya el uso de explosivos.

Se produce muy considerable fracturación si el tiempo de acción de puente es menor que el de ventilación, necesario para tener acceso al frente después de las explosiones; lo mismo ocurre, inclusive si el tiempo de acción de puente es sólo ligeramente mayor que el de ventilación. Lo que realmente representa una situación conveniente es que el tiempo de acción de puente dure por lo menos hasta que las operaciones de rezaga vayan algo adelantadas; la situación ideal se tiene si el tiempo de acción de puente dura

hasta que comience la erección del ademe provisional. Puede resultar conveniente reducir la longitud l_1 (Fig. XIV-21) cuando se busque prolongar el periodo de acción de puente en relación al tiempo necesario para comenzar a construir el ademe provisional; de hecho, éste es uno de los recursos más obvios para adecuar las maniobras de excavación con la naturaleza de los materiales y el ancho de la galería.

En túneles anchos, el tiempo de acción de puente es mucho más breve que en los estrechos. Después de excavado un tramo, la carga del material en el medio domo que se va formando siempre crece con el tiempo.

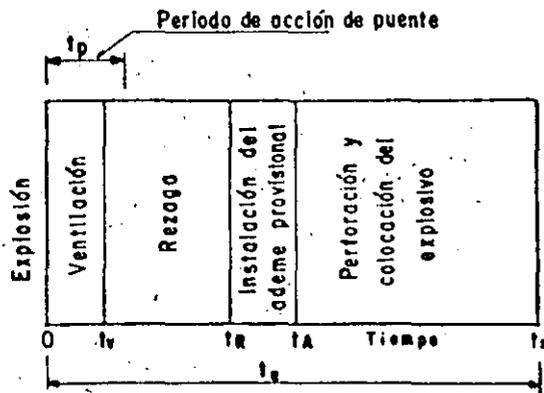


Figura XIV-22. Comparación del periodo de acción de puente, t_p , con la secuencia operacional constructiva (Ref. 3).

po, pero como hace ver la Fig. XIV-21 esta tendencia puede ser bastante diferente, según el cuidado que se tenga en la explotación del material. Una explotación cuidadosa, que cuide que no se abran grietas o juntas y que el material no se fragmente, produce crecimientos menores que una descuidada y en la primera se alcanza la condición de equilibrio final mucho más rápidamente (curvas c_1 y c_2 de la Fig. XIV-21)

La Fig. XIV-23 (Ref. 3) ilustra el efecto del tiempo de maniobra en el desarrollo de las presiones sobre el techo del túnel. Los números 1, 2 y 3 representan respectivamente la excavación en el frente de avance, la conformación del arco del techo en su forma final y la excavación necesaria para formar las paredes laterales. En la figura se muestran resultados para un proceso de excavación lento y para otro rápido, observándose claramente la diferencia tanto en la magnitud de las presiones desarrolladas, como en la masa de material que debe considerarse gravitando sobre el techo. En el caso presentado, que ha sido reportado por Bendel para un túnel belga, el ancho de la zona de influencia de carga se definió con ángulos $\alpha_1 = 45^\circ + \phi/2$ para el procedimiento rápido de construcción y con ángulos $\alpha_2 = 45^\circ - \phi/2$ para el procedimiento lento. Debe aclararse que la figura se refiere a un procedimiento de cálculo de presiones no estudiado en este Capítulo, en el cual la zona cedente de material sobre el techo se considera elíptica.

En suelos sin cohesión, el periodo de tiempo de acción de puente vale prácticamente cero. Esto conduce a la necesidad de llevar el ademe provisional tan cerca como sea posible del frente de excavación; como consecuencia, han de utilizarse frecuentemente en estos casos métodos especiales de excavación, tales como galerías de avance ademadas, escudos, etcétera. El tiempo de acción de puente es generalmente mucho mayor en rocas intemperizadas que en rocas fragmentadas; dentro de las primeras podrán considerarse a muchos suelos residuales. La Fig. XIV-24 muestra

una estimación basada en la experiencia, hecha por Terzaghi, relativa a la presión que se ejerce en diferentes tipos de roca o suelo. Con línea de trazos se indican las presiones que aparecerían de dejar al techo sin soporte.

En rocas sanas, el tiempo de acción de puente es prácticamente ilimitado y en las moderadamente juntas la condición de equilibrio se alcanza prácticamente en el momento de la excavación. Es interesante comentar el caso de la roca expansiva, cuya curva de desarrollo de presión, cuando no está ademada, se muestra con línea de punto y raya, en tanto que se dibuja con línea llena la presión medida sobre un ademe rígido; debe notarse la brusca caída de presión cuando el ademe falló y la subsecuente recuperación cuando fue reemplazado. La Fig. XIV-24 está dibujada suponiendo un tiempo de acción de puente (t_p) igual al 80 % del tiempo para un ciclo de la maniobra constructiva (t_c), que se toma como unidad en el eje horizontal de tiempos.

I. Recomendaciones de Hewett y Johannesson para la valuación de presiones en túneles circulares en suelos

La Fig. XIV-25* (Ref. 19) proporciona un diagrama de presiones verticales, laterales y en el piso que propusieron para túneles circulares en suelos Hewett y Johannesson, en 1922.

Las respectivas presiones que aparecen en la figura son las siguientes:

1. El peso de la mitad superior del recubrimiento del túnel.
2. El peso del suelo dentro del área señalada como 2.
3. Una carga uniforme, vertical y hacia arriba, que balancea el efecto combinado de las cargas 1 y 2.
4. El peso de la tierra sobre la clave del túnel,

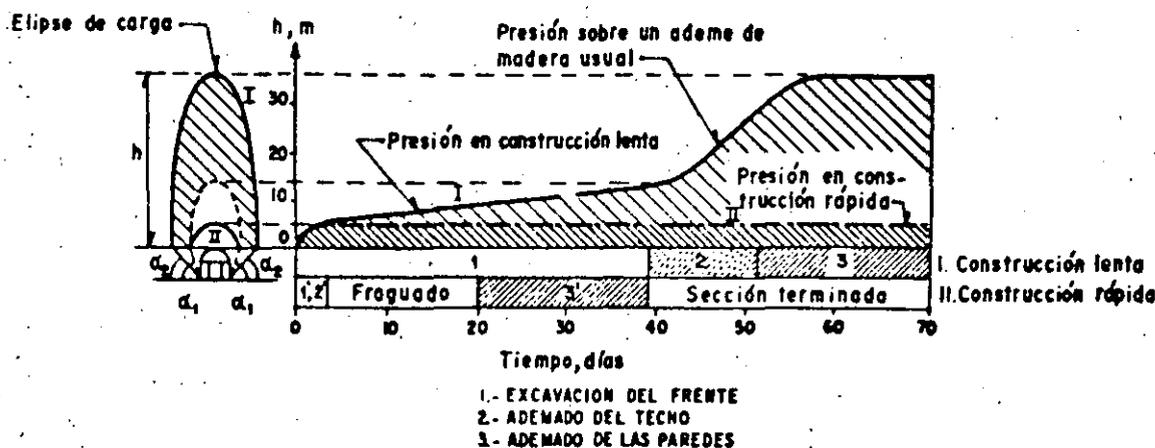


Figura XIV-23. Efecto del tiempo de maniobra en el desarrollo de la presión sobre el techo del túnel (Ref. 3).

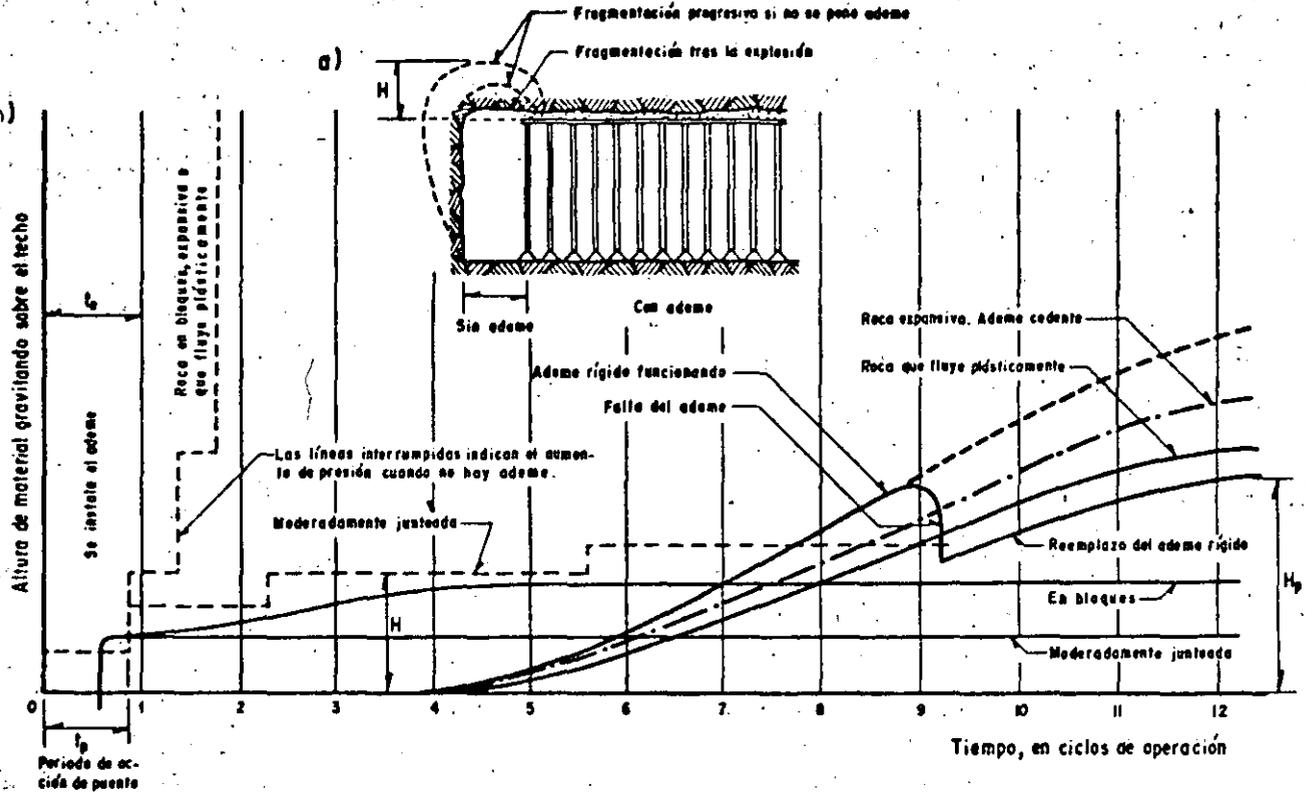


Figura XIV-24. Variación de la presión sobre el techo con el tiempo, según Terzaghi.

que puede estimarse con alguno de los métodos ya mencionados.

5. Una reacción uniforme hacia arriba que balancee el efecto de la carga 4.
6. La presión horizontal debida al peso del agua que haya desde la clave del túnel hacia arriba.
7. La presión horizontal debida al agua que haya entre la clave del túnel y el punto más bajo del mismo.
8. La presión horizontal debida al suelo sobre el nivel de la clave del túnel, considerada igual al producto del peso específico del mismo (sumergido, en lo que sea el caso) por la altura H , que cause presión vertical y por un coeficiente de empuje de tierras, K . Suele considerarse que K puede variar entre los valores correspondientes al estado activo y al estado pasivo:

$$\frac{1}{N\phi} < K < N\phi \quad (14.61)$$

En la práctica se considera:

$$\frac{1}{N\phi} = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1}{2} \text{ a } 1 \quad (14.62)$$

9. La presión horizontal debida a la tierra que hay entre la clave del túnel y su punto más bajo. En cualquier punto, esta presión es igual

al producto del peso volumétrico del suelo (sumergido, si lo está) por la distancia vertical entre la clave del túnel y el punto en que se mida la presión y por el coeficiente de empuje de tierras K .

Uno de los inconvenientes serios del uso de los

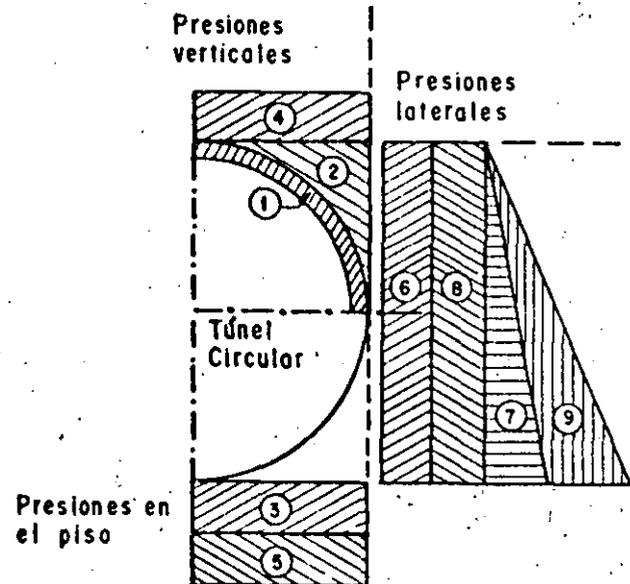


Figura XIV-25. Presiones actuantes sobre un túnel circular en suelos, según Hewett y Johannesson (Ref. 19).

diagramas de la Fig. XIV-25 es precisamente el muy amplio rango dentro del que se sitúa el valor de K y la ausencia de criterios para fijarlo dentro del intervalo que va del estado activo de presión de tierras al pasivo.

Los anteriores diagramas se presentan más que nada por razones históricas, pues se trata de uno de los primeros esfuerzos para valuar presiones de suelos en túneles.

J. Método de valuación de presiones utilizado en el diseño del Metro de San Francisco, E. U. A. (Ref. 1)

Se presentan en este apartado los criterios para la estimación de la presión radial que se han utilizado durante la construcción del ferrocarril metropolitano de San Francisco, construido sobre todo en materiales granulares bajo tirante de agua, pero en los que aparecieron también ocasionalmente formaciones de arcilla suave. La sección de la galería es circular.

Los criterios se establecieron sobre la base de lograr que el revestimiento del túnel no resultase muy rígido en comparación al ambiente que lo rodease, de manera que ambos elementos se moviesen igual. Las recomendaciones de diseño incluyen correspondientemente tanto efectos de peso de tierra como esfuerzos en el recubrimiento por distorsión. La Fig. XIV-26 (Ref. 1) muestra los criterios adoptados en arenas y la Fig. XIV-27 (Ref. 1) los que se dieron para arcillas suaves.

Las recomendaciones se refieren a la presión radial, σ_r , que debe considerarse actuando en toda la periferia del túnel. Se consideró que el arqueo sólo actúa en suelos granulares y a partir de espesores de cubrimiento de 8 m. Para espesores mayores de 11 m se estimó que el arqueo reduce el espesor efectivo de cubrimiento a la mitad.

Para el caso de suelos arenosos se presentan tres condiciones, según sea el espesor del cubrimiento (Fig. XIV-26).

Condición a. Para espesores de cubrimiento de 11 m a 23 m, con nivel freático a una altura z sobre la clave del túnel.

La presión radial vale:

$$\sigma_r = (11 + \frac{x}{2}) \gamma + (z + D) \gamma_w \quad (14-63)$$

y deberá considerarse sumergido, cuando lo esté el material.

Adicionalmente habrá que considerar los efectos de flexión que resulten para el recubrimiento al considerar que el túnel puede variar su diámetro vertical en + 1.6 cm.

En la ecuación 14-63, γ y γ_w están precisamente en ton/m^3 , z y D están en metros y σ_r resulta en ton/m^2 .

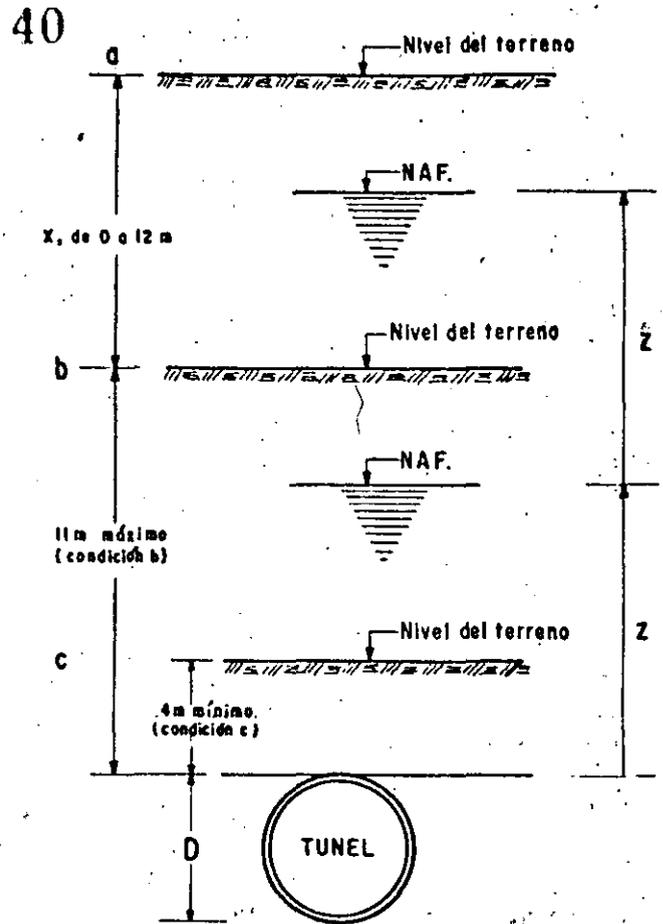


Figura XIV-26. Criterio para estimación de presiones radiales en suelos arenosos. Ferrocarril metropolitano de San Francisco, E. U. A. (Ref. 1).

Condición b. Para espesor de cubrimiento comprendido entre 4 y 11 m y nivel freático a una altura z sobre la clave del túnel.

La presión radial vale:

$$\sigma_r = 11 \gamma + (z + D) \gamma_w \quad (14-64)$$

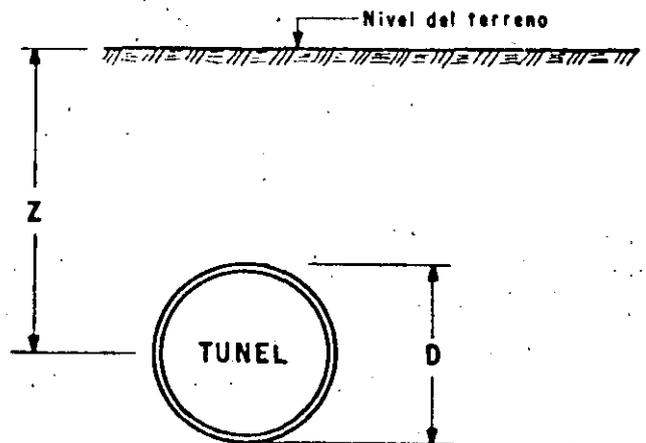


Figura XIV-27. Criterio para estimación de presiones radiales en arcillas suaves. Ferrocarril metropolitano de San Francisco, E. U. A. (Ref. 1).

y deberá considerarse sumergido cuando lo esté el material. Adicionalmente habrá que considerar los efectos de flexión que resulten para el recubrimiento al considerar que el túnel puede variar su diámetro vertical en + 1.27 cm.

En la ecuación 14-64, también γ y γ_w están precisamente en ton/m³, z y D en metros y σ_r resulta en ton/m².

Condición c. Para espesor de cubrimiento comprendido entre 0 y 4 m.

La presión radial resulta:

$$\sigma_r = \left(4 + \frac{D}{2}\right) \gamma + (z + D) \gamma_w \quad (14-65)$$

Los efectos de flexión que habrá que tomar en cuenta adicionalmente son los mismos que en la condición b.

La ecuación 14-65 debe manejarse con las mismas precauciones en lo referente a unidades, que se han señalado para las ecuaciones 14-63 y 14-64.

Para la construcción en la zona de arcillas suaves no se consideró ningún efecto de arqueo y la presión radial se propuso simplemente igual a γz , utilizando γ_w cuando el suelo esté bajo el nivel freático. Adicionalmente, deben considerarse los efectos de flexión que resulten para el recubrimiento al aceptar que el túnel puede ver disminuido su diámetro horizontal en - 2.2 cm.

K. Valuación de presiones en túneles recientes construidos en el Valle de México

En el Valle de México se han construido recientemente o están en construcción varios importantes túneles que se desarrollan tanto en la formación arcillosa blanda típica del lugar, como en formaciones periféricas de tipo arenoso o de abanico aluvial.

El criterio general de valuación de presiones se ha basado en la idea, discutida en el inciso XIV-7 de este mismo Capítulo, de que si el revestimiento es lo suficientemente flexible, los esfuerzos se redistribuyen y el terreno ejerce una presión radial uniforme sobre el túnel circular. Se consideró en el diseño generalmente que esta presión radial uniforme es igual a la producida por el peso total del suelo de cubrimiento al nivel del túnel, lo cual es conservador. De hecho el criterio anterior se aplicó independientemente del tipo de suelo.

XIV-6 ALGUNAS CONSIDERACIONES GEOLOGICAS EN TORNO AL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION DE TUNELES EN SUELOS

La formación geológica que el túnel atraviese define en mucho los problemas de construcción y fun-

cionamiento que hayan de afrontarse. Mucho de lo que se vio en páginas anteriores respecto a la valuación de presiones actuantes en túneles se ha presentado en forma independiente de la situación geológica que prevalezca en un lugar determinado. Si esto diera la idea de que las fórmulas y valuaciones a que con ellas se llega son independientes de las condiciones geológicas particulares de un sitio, se habría llegado a una de las conclusiones más peligrosas e irreales a que sea dado arriar. Ningún método de estimación de presiones es lo suficientemente potente como para comprender todas las posibilidades de accidentes geológicos locales y las influencias que éstos pueden ejercer en las presiones que se produzcan y en el comportamiento de un túnel. Los métodos de valuación, como los constructivos, deben de verse como normas de criterio que sólo resultan razonables en condiciones "normales"; pero los accidentes y las peculiaridades de la geología local pueden imponer en cada momento condiciones especiales que hagan variar radicalmente la situación, aún sin que cambie ni la geometría del túnel, ni la constitución de los materiales atravesados.

No se han investigado mucho los aspectos de geología de suelos que pueden afectar al diseño y al comportamiento de los túneles. Mucho mayor esfuerzo se ha hecho en este sentido en lo relativo a rocas. También falta una clara distinción, que se antoja fundamental entre los suelos residuales y los suelos transportados. Los primeros presentan todos los problemas emanantes de sus estructuras heredadas, que los tienen que semejar en su comportamiento a muchas rocas. Por otra parte, estas últimas, cuando están muy fragmentadas o muy intemperizadas tienen que mostrar patrones de comportamiento similares a los de los suelos; otro tanto tiene que suceder en rocas junteadas, cuando sus juntas están rellenas de suelos. En tanto no se desarrollen investigaciones que proporcionen información específica en volumen suficiente parece, pues, razonable asimilar en muchos aspectos los suelos residuales al comportamiento de las rocas fisuradas y parcialmente intemperizadas. Los suelos transportados, típicamente estratificados, mostrarán comportamiento diferente y mucho más al margen de accidentes geológicos.

La identificación y clasificación de accidentes geológicos debe hacerse a varios niveles. En primer lugar a un nivel general, independiente de cualquier problema particular o de cualquier estructura (Ref. 23); un ejemplo sería la identificación de una falla geológica. En segundo lugar a un nivel de diagnóstico, para reconocer los problemas y definir los parámetros más importantes que los gobiernan; un ejemplo sería un estudio comparativo entre el espaciamiento de juntas en rocas o suelo residual y el ancho de la excavación de un túnel. Un tercer nivel de identificación y clasificación de accidentes geológicos sería el especializado, en el que deben considerarse los aspectos del proyecto y de la construcción; ejemplo de esto sería

un estudio del empleo de explosivos en un material o de la trabajabilidad del mismo. Características de los materiales en relación con los problemas que es posible afrontar en la excavación de túneles pueden encontrarse en la Ref. 1, que menciona otras fuentes bibliográficas.

Desde el punto de vista de la construcción de los túneles, los suelos, aunque rigurosamente discontinuos por su misma constitución y por las discontinuidades y planos de debilidad que contienen, pueden ser tratados en muchos casos dentro de una hipótesis general de continuidad; desde luego éste es el tratamiento que implícitamente se acepta en la gran mayoría de los métodos de valuación de presiones.

Las conclusiones a que ha de llegarse en cualquier análisis son diferentes según vaya o no a aplicarse a un material que pueda considerarse un continuo. Si éste es el caso, se ejercerán cargas uniformes y simétricas y las deformaciones tendrán también esta última propiedad. Los medios discontinuos, por el contrario, son usualmente no uniformes y sus propiedades dependen fuertemente de la dirección. El que el material en que se excava el túnel pueda ser considerado continuo o discontinuo es mucho un asunto de escala, de la proporción que guarden las irregularidades estructurales que lo afecten con el tamaño de las masas afectadas por el túnel y con el de la propia estructura. En general, las arcillas se consideran medios continuos cohesivos; las arenas y las gravas, continuos no coherentes, de naturaleza friccionante. Los suelos residuales se consideran discontinuos a partir de un cierto rango en el espaciamiento de sus juntas; en tal caso, el carácter y la geometría de sus discontinuidades tiene gran importancia. Sin embargo, cuando el espaciamiento de las juntas aumenta mucho en comparación al ancho de la galería, el suelo residual vuelve a comportarse como un continuo.

Cuando se habla de espaciamiento de juntas es preciso considerar cuál es el significativo, pues lo usual es que varíe mucho; frecuentemente el más importante es el menor y no el promedio. Es usual tomar una relación 1:50 entre el espaciamiento de juntas y el ancho del túnel como la mínima para que el medio pueda considerarse continuo.

Las características que definen el comportamiento de un suelo residual son:

1. El espaciamiento, la regularidad y el carácter de las discontinuidades.
2. Las propiedades de la masa de suelo sana, entre discontinuidades.
3. El grado de alteración o el de fracturamiento.

Debe tenerse en cuenta que el espaciamiento de juntas e irregularidades que es posible ver dentro de la galería es sólo una imagen distorsionada de la realidad; depende de cómo intercepten las superficies de la galería a los verdaderos sistemas de juntas y fracturas. Cuando existen varios sistemas de fractu-

ramiento, el espaciamiento medio entre fracturas está usualmente comprendido entre $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2}$ del espaciamiento propio de cada uno de los sistemas. Las Refs. 24, 25, 26, 27 y 28 contienen estudios y clasificaciones de los sistemas de fracturamiento de rocas y suelos, así como conclusiones sobre comportamiento ingenieril de los materiales que los poseen.

El agua en el suelo juega un papel importante para definir el comportamiento; por ejemplo, una arena fina puede tender a ser granular si está seca, cohesiva si está húmeda o tener el comportamiento de un fluido si está bajo el N. A. F. El efecto del agua es particularmente importante en los materiales continuos no coherentes.

En las arcillas, sean residuales o transportadas, el parámetro más significativo suele ser la resistencia al esfuerzo cortante o su relación con la presión sobre el techo; de hecho existe una liga muy estrecha entre la anterior relación y las condiciones de estabilidad del túnel. Cuando la relación anterior es pequeña, la galería es inestable y debe ser ademada; para valores crecientes de la relación considerada, la galería puede reducirse por flujo plástico de la arcilla, pero a partir de ciertos valores se torna muy estable, por más que algunas arcillas muy duras puedan tener problemas de expansión. Las resistencias altas suelen ser indicio de preconsolidación y, por ende, anuncio de posibles problemas de expansión o de fisuración y aún agrietamiento.

En materiales continuos el comportamiento depende poco del ancho de la galería, con excepción de las deformaciones que son toscamente proporcionales a él. En materiales discontinuos, por el contrario el comportamiento puede variar mucho con el ancho de la galería. El tiempo de acción de puente es, naturalmente, uno de los factores que más depende de la continuidad o discontinuidad de los materiales y de la relación con el ancho de la galería; en el último caso. Según Lauffert (Ref. 1), la disminución del tiempo de acción de puente en materiales discontinuos es proporcional a la longitud de túnel que se deje sin ademar, elevada a una potencia que oscila entre 1 y 2, según la calidad del material y la relación que haya entre la separación de las juntas y el ancho de la galería.

El concepto de carga sobre el techo, que se ha manejado en los métodos de valuación de presiones está basado en que una cierta altura de material debe ser soportada por el ademe; éste es un concepto gravitacional. En masas continuas no coherentes, los conceptos de arqueo y redistribución de cargas están basados directamente en la fuerza de gravedad, pero si los materiales son continuos coherentes el efecto de la gravedad ha de considerarse de un modo algo más indirecto, dependiendo de la relación que haya entre la presión vertical de la tierra y su resistencia al esfuerzo cortante. En materiales expansivos, los efectos gravitacionales pueden perder todo significado. De lo anterior se deduce que los métodos de valuación de

carga de material sobre el techo tienen más sentido en continuos no coherentes, y sólo como extrapolación no demasiado confiable pueden extenderse a continuos coherentes.

Según se desprende de toda la discusión anterior, las presiones producidas por las masas discontinuas están reguladas más bien por las juntas y fisuras y su espaciamento, que por efectos gravitacionales directos; éste es otro caso en que la aplicación de los métodos de valuación de presiones que se han expuesto es muy discutible y sólo puede hacerse dentro de un marco de ideas que tome muy en cuenta los problemas de estructuración del material. Métodos como los de Terzaghi o Protodyakonov tratan de tomar en cuenta estos efectos dentro de sus recomendaciones y factores de ajuste.

XIV-7 COMPORTAMIENTO DE ADEMES DE TUNELES EN SUELOS

Para la comprensión de algunos de los conceptos que se manejarán en partes subsecuentes de este párrafo conviene realizar primero algunas consideraciones de orden teórico. Imagínese una masa de suelo con superficie horizontal. A la profundidad z , el esfuerzo normal vertical será γz y el horizontal $K_0 \gamma z$. Si se coloca ahora instantáneamente en el interior de la masa un revestimiento circular (Ref. 1), tal como se hace para un túnel, en el preciso momento de la colocación, el estado de esfuerzos en la masa difiere del que existía previamente. Se aceptará también que el revestimiento circular es perfectamente flexible, pero capaz de soportar los esfuerzos de compresión producidos por la tierra que lo rodea.

Transcurrido cualquier lapso de tiempo, el anillo flexible sólo puede estar en equilibrio si los esfuerzos normales radiales que lo actúan son iguales en todas direcciones; para que esta condición se cumpla, el esfuerzo normal horizontal producido por la tierra debe de crecer (se supone que $K_0 < 1$), en tanto que los esfuerzos normales verticales deben disminuir. A esta situación sólo puede llegarse por medio de la deformación del revestimiento en el monto necesario en cada punto y en la dirección precisa.

Si el anillo de revestimiento tolera los esfuerzos radiales uniformes que se producen, alcanzará una condición satisfactoria de equilibrio, siempre y cuando el monto de deformación necesaria para ello no exceda límites tolerables, de acuerdo con consideraciones de toda índole, pero de naturaleza no estructural, tales como, por ejemplo, que no disminuyan en exceso los gálibos necesarios. La cantidad de deformación que haya de sufrir el anillo antes de alcanzar su condición de equilibrio depende de las características del suelo que lo rodea y de cómo varíen con el tiempo, así como de las dimensiones del túnel y de la profundidad a que esté colocado.

Si el revestimiento que se colocase fuese elíptico,

con su eje menor igual a K_0 veces el eje mayor (vertical), esta forma produciría una repartición uniforme del esfuerzo radial en torno al túnel, aún sin ninguna deformación del mismo en los instantes posteriores al inicial.

Las ideas que se han venido exponiendo se resumen en la Fig. XIV-28 (Ref. 1). En la parte *a*) de la figura se muestra la distribución de esfuerzos sobre un túnel circular, en el momento inicial de la colocación del ademe, supuesto que éste se colocase instantáneamente. En la parte *b*) se ve la distribución uniforme final del esfuerzo radial a que debe llegarse, después de que el túnel se deforme como se muestra. Finalmente, la parte *c*) muestra la sección elíptica a la que se ha hecho referencia.

La distribución favorable a que puede llegar el esfuerzo radial en torno a un túnel circular se logra a expensas del desarrollo de esfuerzos cortantes en la masa que lo rodea. Si éstos permanecen esencialmente constantes después de ocurrida la redistribución y con un nivel adecuado, la masa de suelo no sufrirá distorsiones posteriores, pero si ello no es así, la masa de suelo actuará sobre el revestimiento y le producirá desplazamientos adicionales, quizá durante muy largo tiempo de esta manera, las características del material excavado, la deformabilidad del revestimiento y la interrelación entre ambos conceptos son de importancia fundamental.

Si el ademe que se hubiese colocado fuera infinitamente rígido, las presiones desarrolladas en el momento inicial de la colocación serían las mismas que en el caso del ademe flexible, pero en los momentos posteriores el ademe no podría deformarse y esa distribución inicial de presiones continuaría indefinidamente, apareciendo momentos flexionantes en el revestimiento, en correspondencia a estados de esfuerzos que ya no son radiales uniformes. Este es un inconveniente de principio de los ademes rígidos, que además de ser diseñados para soportar esfuerzos radiales, han de serlo también para soportar momentos

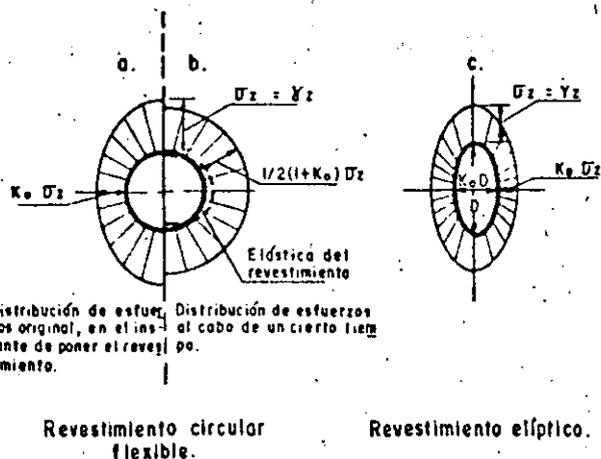


Figura XIV-28. Distribución de esfuerzos radiales en torno a revestimientos o ademes flexibles. (Ref. 1).

flexionantes. De nuevo, un ademe elíptico con eje menor K_0 veces el mayor (vertical) sufriría momentos flexionantes prácticamente nulos, aún siendo rígido; lo anterior ilustra la gran influencia de la forma de la galería en el caso de revestimientos rígidos.

A. Estabilidad en el frente de la construcción (Ref. 1)

Es un aspecto importante a considerar, sobre todo en túneles practicados en terreno blando, pues influencia los métodos constructivos a utilizar y la uniformidad y la magnitud de las cargas sobre los ademes.

A-1. Túneles en arcillas

En las arcillas, las condiciones de estabilidad del frente de ataque dependen de la resistencia no drenada de las mismas; la resistencia a largo plazo, en término de esfuerzos efectivos, sólo tendrá importancia si el frente se deja expuesto y sin soporte durante mucho tiempo.

En principio, es posible analizar las condiciones de estabilidad a corto plazo del frente de excavación de un túnel en arcilla, si bien pueden influir en ella, en la práctica, muchos factores que la teoría no toma en cuenta. En la Ref. 29 se analiza el equilibrio de una masa de arcilla en torno a una ranura estrecha y horizontal, practicada en una pared que la sostiene (Fig. XIV-29. Refs. 1 y 29).

Supuesta una superficie cilíndrica de falla como la que se muestra, la falla de la arcilla ocurre cuando la presión vertical total correspondiente al centro de la ranura horizontal (que representa obviamente el frente de excavación de un túnel) llega a exceder 6.28 veces el valor de c_u , resistencia no drenada de la arcilla. Si la ranura se transformase en un orificio circular, la relación anterior se elevaría a 7.5. Si el ancho de la ranura fuera grande en comparación a la profundidad a que está situada, el valor crítico de la relación anterior resulta ser (Ref. 1):

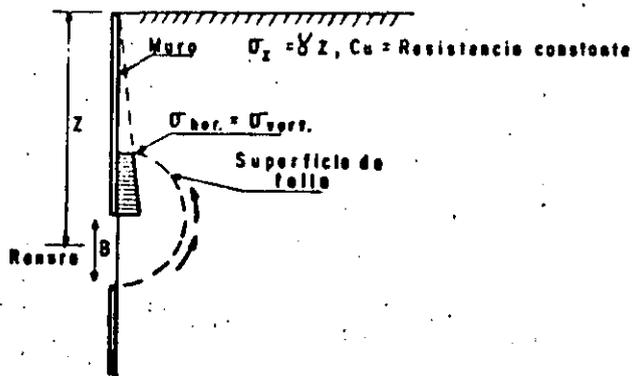


Figura XIV-29. Mecanismo de falla en torno a una ranura horizontal en arcilla (Refs. 1 y 29).

$$\left(\frac{\sigma_z}{c_u}\right)_{\text{crit}} = \frac{2\frac{z}{B} + \pi - 1}{1 + \frac{B}{6z}} \quad (14-66)$$

La relación σ_z/c_u se denomina *factor o relación de sobrecarga*.

Cuando la resistencia de la arcilla aumenta con la profundidad la falla en la ranura ocurre cuando $\sigma_z > 6c_u$ (para $\frac{z}{B} < 4$ ó 5).

En los túneles reales, la situación del frente de excavación no es idéntica a la que se ha presentado en la Fig. XIV-29; sin embargo, hay evidencia experimental de que los valores críticos de σ_z/c_u que se han mencionado continúan representando el orden de magnitud de las cosas (Refs. 29, 30, 31 y 32). En la realidad, parece ser muy importante el tiempo de exposición del frente de ataque, o sea el tiempo que se deja sin ademe. En el momento de la excavación se inducen generalmente en la arcilla presiones de poro negativas, de manera que el paso del tiempo trae la disipación de esas tensiones y una disminución de la resistencia.

Las arcillas duras y fisuradas pueden resultar muy sensibles a los procesos de deformación que acompañan a las redistribuciones de esfuerzos, por lo que pueden presentar signos de inestabilidad en el frente para valores $\frac{\sigma_z}{c_u} < 6$.

La arcilla fluye hacia la excavación en el frente de ataque de un túnel; cuanto lo haga depende del procedimiento de construcción, de la velocidad de avance, de la rigidez de la arcilla y de la relación σ_z/c_u (Ref. 33). Si σ_z/c_u es menor que 2 ó 3, probablemente los movimientos serán pequeños y de naturaleza más bien elástica; para valores más allá de ese límite comienzan las grandes deformaciones plásticas. Es un hecho experimental frecuente que el movimiento de la arcilla hacia la excavación se detiene cuando cesan las maniobras de avance, a no ser que el frente esté en condición próxima a la falla (Ref. 1); de esta manera, el que ocurran los movimientos cuando se detiene el proceso constructivo será siempre una indicación de peligro.

Parece que puede establecerse que la situación del frente de ataque es más favorable cuanto más uniforme, liso y bien terminado se lleva el frente de la excavación en la arcilla. Esta es una de las razones que influyen en que el método de escudo se haya hecho tan popular en muchos lugares.

Cuando la permeabilidad de un material cohesivo es lo suficientemente grande como para que se disipen muy rápidamente las presiones de poro o cuando el material permanece expuesto el tiempo necesario para que se produzca el mismo hecho, la estabilidad del frente queda gobernada más bien por los esfuerzos efectivos actuantes y por la resistencia al esfuerzo cor-

tante expresada en términos de esfuerzos efectivos y no por la resistencia no drenada; no puede afirmarse que ésta sea una condición más o menos favorable y el resultado específico en cada caso depende de la naturaleza de la arcilla. Lo anterior equivale a decir que la evolución de las condiciones de estabilidad con el tiempo no sigue cánones fijos, sino que depende del material y de las circunstancias de cada caso.

A-2. Túneles en suelos friccionantes

Las arenas, las gravas y las rocas totalmente fracturadas son materiales continuos y, obviamente, de naturaleza friccionante. Los limos y los suelos arcillosos o limosos pueden resultar difíciles de encasillar y su comportamiento dependerá de la naturaleza y proporción de su fracción fina; los criterios incluidos en la carta de plasticidad de Casagrande (Capítulo II) son útiles para establecer una clasificación razonable.

El elemento esencial para definir las condiciones de estabilidad del frente de una excavación practicado en suelos friccionantes es la condición del agua en el subsuelo. Sobre el nivel freático, estos materiales cuando están secos carecen de capacidad de soporte, cuando su talud es más escarpado que el natural de equilibrio (Capítulo VI), pero por el contrario resultan muy estables si se permite que vayan adoptando ese talud de inclinación igual a ϕ . A veces, las arenas presentan cohesión aparente por capilaridad, que puede aprovecharse, a condición de que el ademe se coloque antes de que se disipe. Utilizando métodos de excavación convencionales, la ausencia de coherencia limita la abertura de la galería que puede practicarse, así como el tiempo que el material puede permanecer sin ademe. En términos generales puede decirse que los suelos friccionantes sobre el nivel freático son de los más difíciles de excavar; se ha recurrido a la formación de la galería por partes, ademando cuidadosamente cada una antes de excavar la siguiente; también se ha recurrido al uso de escudos con ademe siguiendo inmediatamente a la excavación y a otros métodos siempre complicados y costosos.

Cuando los suelos granulares están bajo el N.A.F., la estabilidad del frente de la construcción del túnel depende sobre todo de la existencia de algo de cohesión, que pueda contrarrestar las fuerzas de filtración que sin duda se producirán por la tendencia del agua subterránea a fluir hacia el interior del túnel, que en este sentido funciona como un dren, a la presión atmosférica. Cuando ésta no existe, el frente ha de ser sostenido y probablemente el método más utilizado para ello en el presente es el aire comprimido, pese a su alto costo y a los peligros y molestias que implica esta técnica para los trabajadores. También se recurre, naturalmente a métodos de abatimiento del nivel freático bajo la plantilla del túnel, por ejemplo por bombeo.

A-3. Túneles con frentes de ataque en dos o más tipos de suelo

Los frentes de los túneles grandes no es raro que afecten a dos o más tipos de suelos distintos. En la actualidad el problema se trata por superposición, analizando cada tipo de suelo por separado.

Resultan difíciles las formaciones con estratos de arena y grava limpias sobreyaciendo a otros mucho más impermeables, con el N.A.F., incluido en los estratos friccionantes. En estos casos resulta muy difícil, si no imposible, drenar los suelos granulares y se hace preciso sostenerlos desde los primeros momentos de la excavación, por ejemplo, por medio de aire comprimido; en casos difíciles se ha recurrido al uso intensivo de inyecciones de lechada de cemento en los suelos friccionantes o a su congelación.

También son conflictivas las formaciones en las que los estratos friccionantes quedan confinados superior e inferiormente por estratos cohesivos impermeables. En estos casos puede ocurrir que el agua en los suelos friccionantes tenga elevada presión y, cuando se intenta el abatimiento del nivel freático por bombeo, suele ocurrir que la presión en estos acuíferos confinados no logra abatirse lo necesario, quedando remanentes importantes que producen flujos horizontales de agua hacia el túnel, de consideración; estos casos requieren los más cuidadosos procedimientos de construcción, con los cuales el suelo esté siempre bien sostenido (escudos de operación cuidadosamente controlada, por ejemplo), el empleo de inyecciones, de presiones interiores de aire, etcétera.

Muchas veces la excavación del túnel trae consigo un abatimiento de los niveles de agua, al actuar la galería como un dren; estos niveles pueden recuperarse después de revestido el túnel, con lo que las cargas sobre éste aumentan; un remedio es prever esta situación y diseñar la estructura para que funcione como un dren permanente.

B. Estabilidad y deformaciones en las paredes no ademadas

Mucho de lo que se ha dicho para el frente del túnel resulta válido para sus paredes; sin embargo, es conveniente formular algunos comentarios por separado (Ref. 1).

B-1. Paredes no ademadas en arcilla

Se vio que en las arcillas, consideradas como materiales puramente cohesivos, se desarrolla una zona plástica en torno a cualquier galería circular que se excave. Si se considera al material como elástico y que $K_0 = 1$, resulta para el esfuerzo tangencial en el túnel, $\sigma_t = 2\sigma_r$ (ecuación 14-15) y la zona plástica se produce donde σ_t sea mayor que la resistencia de la

arcilla a la compresión simple, $q_u = 2c_u$ (Capítulo I). El radio de la zona plástica depende de la relación σ_s/c_u (ecuación 14-20) y esta zona desaparece para:

$$\frac{\sigma_s}{c_u} \leq 1$$

Si $K_0 \neq 1$, los esfuerzos tangenciales varían en los distintos puntos de la periferia de la galería y pueden, en principio, calcularse con la ecuación 14-15.

Para describir el comportamiento de las paredes no además de un túnel perforado en un medio continuo, conviene describir el llamado factor de sobrecarga (R_s); éste es la razón entre el esfuerzo tangencial máximo que puede calcularse teóricamente en la pared del túnel, haciendo uso de la Teoría de la Elasticidad y la resistencia a la compresión simple del material en que se practica la galería. Si $K_0 = 1$, el factor de sobrecarga resulta:

$$R_s = \frac{\sigma_s}{c_u} \quad (14-67)$$

pues, se vio que para $K_0 = 1$, resulta $\sigma_s = 2\sigma_r$ y $q_u = 2c_u$.

Así, la zona plástica se desarrollará si $R_s > 1$ y lo que esa zona se extienda dependerá también del valor de R_s .

Si hay una presión σ_r actuando en el interior del túnel contra sus paredes, el valor de R_s se ajusta según:

$$R_s = \frac{\sigma_{s, \text{máx}} - 2\sigma_r}{q_u} \quad (14-68)$$

Los materiales reales, ya se dijo, no se comportan elásticamente, por ello tanto los esfuerzos, como las deformaciones que suceden son diferentes de las que permite calcular la teoría elástica; ello resulta particularmente cierto si K_0 es muy diferente de 1. Las distribuciones reales del esfuerzo tangencial en torno a un túnel son más uniformes que las teóricas (Ref. 1). Por ello, los factores de sobrecarga críticos calculados elásticamente pueden ser excedidos sin que se desarrollen zonas plásticas, cuando K_0 es bastante diferente de la unidad.

En el caso del frente de la excavación de un túnel en arcilla franca, se vio en el párrafo A de este inciso que el factor de sobrecarga crítico es aproximadamente $R_s = 6$; un factor más grande es signo de falla. Suele aceptarse que el mismo límite es válido para las paredes de los túneles en arcilla. Para túneles superficiales, el valor crítico de R_s es menor.

Los procedimientos de construcción pueden afectar mucho a las condiciones de estabilidad. Cuando se excava con escudo se transmiten al terreno esfuerzos cortantes muy grandes, que producen perturbación estructural y modifican los estados de esfuerzos y la resistencia de forma imposible de predecir.

Los desplazamientos que se produzcan en las paredes de los túneles en arcilla dependen mucho de la extensión de la zona plástica que en torno a ellos se forme. Si es grande, los desplazamientos también lo serán, en tanto que si es pequeña, tenderán a ser despreciables. Cerca del frente, los desplazamientos de las paredes se ven muy influenciados por la estabilidad del propio frente; si ésta es razonablemente buena, los desplazamientos de las paredes se suelen conservar en el orden de 50 % de los que puedan llegar a producirse lejos del frente. La experiencia indica que la influencia del frente se deja sentir a una distancia de él del orden de uno o dos diámetros del túnel (Refs. 30, 34 y 35).

B.2. Paredes no además en suelos friccionantes

La comparación entre los datos incluidos en las Figs. XIV-9 y XIV-10 (Ref. 1) hace ver que el radio de la zona plástica que puede esperarse en torno al túnel es mucho menor en los materiales friccionantes que en las arcillas; la Fig. XIV-10 hace ver que aún valores muy pequeños de la cohesión que pueda presentar el material friccionante tienen gran influencia en el radio de la zona plástica que vaya a formarse.

En los suelos arenosos, las presiones de poro desarrolladas por la excavación cerca de las paredes del túnel se disipan en forma prácticamente instantánea. Puesto que la zona plástica que puede desarrollarse es estrecha, se sigue que dicha zona debe ser analizada en términos de esfuerzos efectivos; sin embargo, tal análisis es prácticamente imposible; pues la presión de poro varía mucho con el tiempo y con la distancia a la pared de la galería y no es posible conocerla con precisión en ningún punto.

Un análisis tosco, pero quizá de precisión razonable puede hacerse (Ref. 1) utilizando las ecuaciones 14-13 y usando los esfuerzos totales, σ_s y los parámetros efectivos de resistencia ϕ y c , si este último tiene algún valor; lo anterior equivale a suponer que la presión de poro se torna nula en cualquier momento posterior a la excavación de las paredes del túnel. La propia Ref. 1, empero, señala que la precisión de este análisis no está comprobada. Otro método de análisis para la estabilidad de las paredes no soportadas y el techo de un túnel excavado en arenas ha sido propuesto por Balla (Ref. 22).

En los materiales friccionantes, la inestabilidad de las paredes no se manifiesta por grandes desplazamientos o flujos plásticos. Sobre el N. A. F., el material puede desmoronarse y abajo de él, puede fluir bajo el empuje de fuerzas de filtración no contrarrestadas. En general, la inestabilidad tiene manifestaciones mucho más irregulares que en las arcillas y produce deformaciones también más irregulares; en contra, si el material friccionante está básicamente

estable, las presiones que aplica a un ademe que se coloque serán relativamente pequeñas y también lo serán los desplazamientos que sufra.

A veces, la resistencia de la arena en las paredes disminuye con el tiempo, por ejemplo, por secado que disipe la cohesión aparente del material; en tal caso pueden comenzar a ocurrir desmoronamientos. Es común que el tiempo durante el cual el material friccionante puede sostenerse por sí solo esté toscamente en proporción inversa al claro del túnel; sin embargo, puede decirse que hasta hoy no existe un medio de valuar ese tiempo en términos de la resistencia u otras características relevantes del material.

B-3. Paredes no ademadas en suelos muy duros o en rocas parcialmente alteradas

Si los suelos son continuos, seguramente un análisis basado en consideraciones elásticas pueda dar resultados razonables (Inciso XIV-4), supuesto que pueda estimarse el valor de K_0 . El riesgo de estos materiales suele estar en la fracturación que sufren bajo esfuerzos importantes, que los debilita sobremanera.

C. Deformaciones radiales y cargas sobre ademes (Ref. 1)

El diseño de un ademe implica tres etapas bien diferenciadas. En primer lugar, debe ser capaz de resistir las fuerzas circunferenciales que se desarrollan. En segundo lugar, debe ser capaz de soportar los momentos flexionantes que puedan ocurrir en planos normales al eje del túnel. Finalmente, debe ser capaz de absorber cualquier irregularidad local que se presente en la carga o en la deformación.

Las bases para establecer bajo qué esfuerzos radiales debe diseñarse el ademe pueden discutirse con relación a la Fig. XIV-30 (Ref. 1), en la que se dibujan los esfuerzos radiales en función de los desplazamientos radiales medios hacia el centro de la galería.

Como primera aproximación, el esfuerzo radial medio, si no hay desplazamiento radial, podría considerarse como el promedio de las presiones horizontal y vertical existentes en el centro del túnel antes de construir éste. La presión normal vertical vale $\sigma_r = \gamma z$ y la horizontal será $\sigma_r = K_0 \sigma_v$. Por lo tanto, aceptando la aproximación anterior, el esfuerzo radial medio, si no hay desplazamiento radial, será:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \sigma_v (1 + K_0) \quad (14-69)$$

Este valor del esfuerzo está representado en la figura por el punto A. Si el radio de la galería disminuyese monótonamente, el esfuerzo radial medio en ella actuante disminuiría también, de acuerdo con

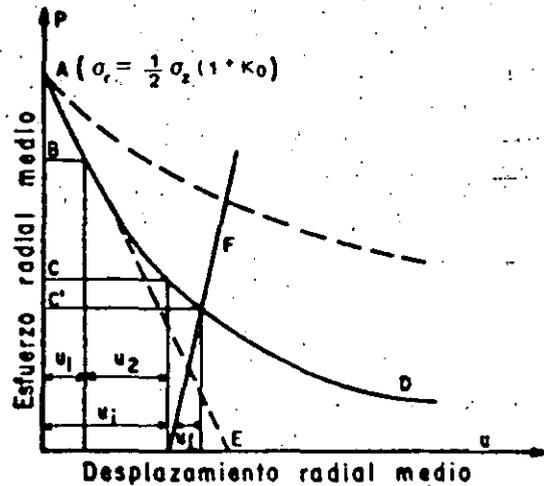


Figura XIV-30. Relación entre los esfuerzos radiales medios sobre un ademe circular y los desplazamientos radiales correspondientes (Ref. 1).

una ley como la que se pinta con línea llena en la Fig. XIV-30. La forma de esa curva depende del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo y del tiempo de construcción. La línea punteada AE representaría esa ley si el suelo fuera elástico. Una curva como la AD se llama la curva de reacción del suelo. En la actualidad no es posible calcular la curva de reacción en un caso dado, pero puede tenerse una idea de su forma a través de observaciones de campo combinadas con razonamientos teóricos; en lo que sigue se aceptará que la forma de la curva se ha definido con la precisión suficiente. El valor u_1 , representa en la Fig. XIV-30 el desplazamiento que haya sufrido la sección del túnel desde que su construcción se inicia hasta el momento en que alcanza la forma de proyecto. Si en este instante en que la sección se completa se colocase un ademe circunferencial capaz de evitar cualquier desplazamiento posterior, ya la presión ejercida por el techo y las paredes no sería la indicada por el punto A, sino por B, algo menor. Lo normal será que aun después de colocado el ademe se produzca un desplazamiento radial posterior (u_2 en la figura), con lo que el esfuerzo radial se reducirá al valor indicado por el punto C; este desplazamiento se debe a que el ademe no está en contacto perfecto con el suelo.

En realidad, todavía habrá que añadir a los desplazamientos radiales un cierto valor adicional sufrido por el propio ademe, cuyo efecto puede estimarse por la curva F, de reacción del ademe, que representa la relación entre la carga radial que soporta la estructura y su correspondiente desplazamiento radial.

La carga final sobre el ademe estará dada por la intersección de las dos curvas de reacción, del suelo y del propio ademe, de manera que C' sería el esfuerzo final y u_1 el desplazamiento total que debiera esperarse.

Si el túnel se construye con una presión interior de aire, σ_0 , la relación entre los esfuerzos radiales y

las deformaciones radiales se desplazará hacia abajo una distancia σ_a sobre el eje de los esfuerzos, de manera que el punto A se transformará en el A' , tal como hace ver la Fig. XIV-31.

Puede verse que en este caso sólo se requiere en principio un ademe que resista un esfuerzo radial C' , aun cuando rara vez pueda utilizarse este valor en la práctica y el ademe siempre habrá de ser diseñado para C' , pues existe continuamente el riesgo de que deje de actuar por alguna razón la presión de aire.

En la Fig. XIV-31, δ_a representa el desplazamiento radial medio en un punto del túnel próximo al frente de la excavación (Ref. 2). Si al producirse δ_a se colocase un ademe que impidiera todo movimiento posterior, la presión sobre él ya no sería A , sino la ordenada del punto B . Si a partir de δ_a se permite un desplazamiento radial adicional δ_b , la presión sobre el ademe se reduciría a la ordenada de C . Un ademe que impidiese todo desplazamiento radial mayor que $\delta_a + \delta_b$ debería diseñarse para esta última presión.

En la parte *b* de la Fig. XIV-31 se muestra una estimación del cambio en la presión que puede tener lugar con el tiempo; se ilustran varios suelos. La experiencia parece indicar que la presión crece con el logaritmo del tiempo, es decir a una razón decreciente, pero lo hace en forma muy diferente en los diversos tipos de suelos. Este crecimiento posterior deberá estimarse como una consideración adicional a las cargas de proyecto a que se llegue razonando como se vio en la parte *a* de la Fig. XIV-31.

Todas las estimaciones anteriores pueden conducir a una valuación razonable del esfuerzo radial medio para el cual ha de ser diseñado un cierto ademe. El paso del tiempo puede inducir cambios en este esfuerzo, de acuerdo con la naturaleza del suelo; esto se refleja por una elevación de la curva de reacción del suelo, que llega a posiciones como la que se muestra con línea punteada en la Fig. XIV-30. Casi en cualquier caso puede esperarse un esfuerzo normal ra-

dial menor que σ_a , posiblemente en el orden del dado por la ecuación 14-69; solamente las arcillas expansivas pueden exceder este valor.

Cuando el ademe entra en contacto con el suelo que lo rodea, la carga que recibe y los desplazamientos que sufre dependen de la interacción suelo-ademe. Si hay huecos en el contacto, todavía podrá haber deformación en el suelo con sólo restricción parcial por parte del ademe, pero si el contacto es bueno, todo desplazamiento adicional y la carga que se soporta tiene mucho que ver con las rigideces del suelo y del ademe.

La compresibilidad de un ademe sujeto a carga radial se expresa como (Ref. 1):

$$S_o = p \frac{a}{u} \tag{14-70}$$

donde la relación $\frac{u}{a}$ representa la reducción relativa del radio del túnel, cuando su ademe se sujeta a la presión periférica p . Si t es el espesor del ademe y a el diámetro exterior, la compresibilidad, S_o , para un ademe circular puede calcularse como:

$$S_o = E_o \frac{t}{a} \tag{14-71}$$

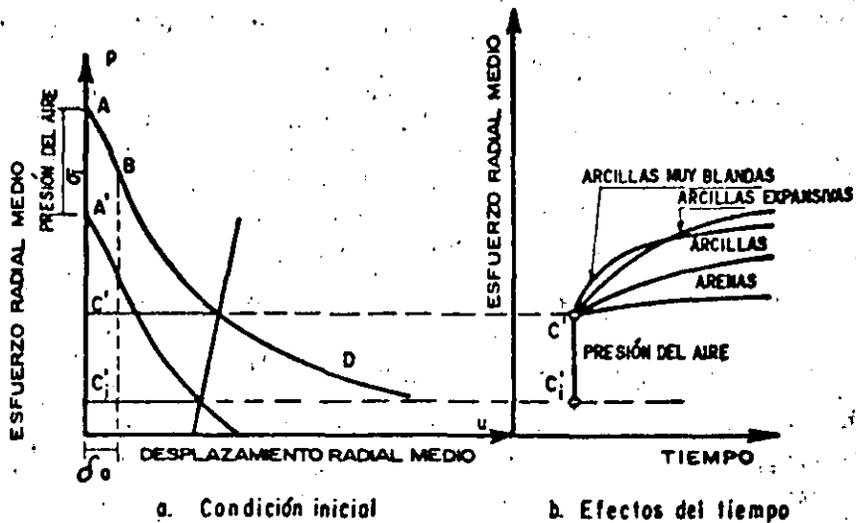
E_o , módulo de elasticidad del material que forma el ademe.

O, para un ademe relativamente grueso:

$$S_o = E_o \frac{t}{a - \frac{t}{2}} \tag{14-72}$$

La rigidez del suelo es más difícil de valuar y en materiales no perfectamente elásticos depende del desplazamiento sufrido. Un límite superior podría obtenerse de un análisis elástico. Si se llama S_m a la rigi-

Figura XIV-31. Relación entre los esfuerzos normales radiales y los desplazamientos radiales en un túnel excavado con presión interior de aire (Ref. 1). Crecimiento de la presión sobre el ademe con el tiempo (Ref. 2).



dez del material y E_m al módulo de elasticidad del mismo y se tiene en cuenta la ecuación 14-17; para la pared del túnel, podrá escribirse la relación:

$$\frac{u}{a} = \frac{p}{S_m} = p \frac{1 + \mu}{E_m} \quad (14-73)$$

donde ahora se está llamando p a la presión en toda la periferia del ademe. La rigidez del suelo se ha definido correspondientemente como:

$$S_m = \frac{E_m}{1 + \mu} \quad (14-74)$$

Si se considera el desplazamiento medio de la pared del túnel, u_m , tomando en cuenta la ecuación 14-18, también podría obtenerse la rigidez del material como:

$$\frac{u_m}{a} = \frac{p}{S_m}$$

o sea:

$$u_m = a \frac{p}{S_m}$$

Introduciendo la ecuación 14-18:

$$\frac{1}{2} (1 + K_0) p a \frac{1 + \mu}{E_m} = a \frac{p}{S_m}$$

de donde:

$$S_m = \frac{2 E_m}{(1 + K_0) (1 + \mu)} \quad (14-75)$$

Si se aceptara que el suelo se comporta elásticamente, su interacción con el ademe podría describirse como se muestra en la Fig. XIV-32 (Ref. 1).

Si se deseara reducir a cero el desplazamiento en todo punto del ademe circular, la presión máxima que éste debe dar radialmente al terreno circundante es

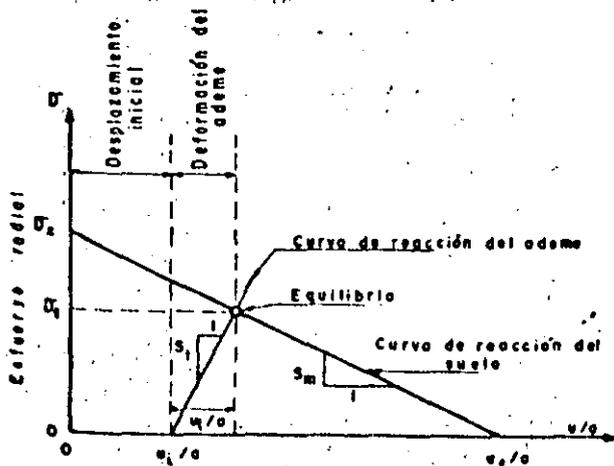


Figura XIV-32. Curvas de interacción suelo-ademe (Materiales elásticos) (Ref. 1).

σ_0 , presión vertical total ejercida por el suelo (la ecuación 14-69 permitió calcular el esfuerzo radial medio que ha de equilibrarse con desplazamiento nulo, pero en la Fig. XIV-28 se ve que puede presentarse un máximo precisamente igual a σ_0). Por el contrario si se permitiese el desarrollo de toda la deformación posible antes de que el suelo se detuviese por sí mismo, se produciría un desplazamiento radial final, que podrá designarse u_f , el cual podría calcularse bajo hipótesis elásticas, haciendo uso de fórmulas ya tratadas en los párrafos correspondientes. Como se ve en la Fig. XIV-32 estos dos puntos definen la curva de reacción del suelo (Ver. Fig. XIV-30), supuesto este elástico. Esta curva tiene pendiente S_m . En efecto, u_f puede calcularse con la expresión 14-17; de manera que:

$$\frac{u_f}{a} = \sigma_0 \frac{1 + \mu}{E_m}$$

que es el valor que se lleva en el eje de las abscisas de la Fig. XIV-32. La ordenada correspondiente vale σ_0 , de manera que la pendiente de la recta será $E_m/(1 + \mu)$, que vale S_m , según la expresión 14-74.

El ademe se construirá en la práctica después que haya ocurrido un cierto desplazamiento u_i , que tuvo lugar desde que se completó la sección del túnel. Si a partir de ese valor del desplazamiento, éstos continúan ocurriendo, se empezarán a transmitir cargas al ademe, siguiendo la línea de reacción de dicho ademe, de pendiente S_a (Fig. XIV-32). Donde se cortan las dos rectas de reacción, la presión en el ademe será suficiente para mantener el desplazamiento del terreno en un valor no mayor que $u_i + u_a$ y el ademe se habrá deformado u_a (ver Fig. XIV-32).

El método de valuación anterior tiene poco uso práctico, porque los suelos no son elásticos en los rangos de deformación que se producen en los túneles. El método vale como norma de trabajo, pero para aplicarlo a un caso real deberán conocerse las curvas de reacción del suelo y del ademe en forma mucho más satisfactoria; tales curvas dependen de las propiedades del suelo y de los procedimientos de construcción y han de ser construidas a partir de información que se obtenga de programas de instrumentación.

D. Distorsión de los ademes

Según se vio en los párrafos iniciales de este inciso, cuando un ademe es flexible siempre experimenta alguna distorsión entre los instantes iniciales y finales de su colocación; ésta puede describirse como los cambios opuestos que tienen lugar en los diámetros horizontal y vertical. Se vio también cómo en estos casos es de esperar que los movimientos flexionantes que se produzcan en el ademe no sean de importancia. La condición de diseño es que el cambio en los diáme-

tros quede dentro de lo tolerable, lo que depende de la función del túnel, la naturaleza del suelo y el grado en que la forma del túnel corresponde al polígono dinámico de equilibrio correspondiente al estado inicial de esfuerzos.

Todos los ademes tienen algo de rigidez y cuando los cambios en los diámetros resultan menores por esta causa, que los que corresponden a un ademe idealmente flexible de la misma forma, se presentan momentos flexionantes en el ademe; éstos pueden reducirse si se permite que por lo menos parte de la deformación ocurra antes de colocarlo. Por el contrario, el ademe no sufrirá momentos flexionantes si se puede deformar, sin sobreesforzarse, lo correspondiente a los cambios de diámetro que sufriría un ademe idealmente flexible. En la Fig. XIV-28 se ve cómo el diseño conservador será aquel en el que se deforme creciendo en lo necesario el diámetro horizontal (túnel circular).

La rigidez del ademe no influye mucho en el monto de la distorsión que tenga lugar. En arcillas blandas los valores típicos de la distorsión resultan entre 0.3 y 0.7 % (definida como el porcentaje de acortamiento o alargamiento del radio, respecto al radio original); en arcillas firmes la distorsión suele andar entre 0 y 0.3 %.



Distorsión de las paredes de un túnel por presión lateral.

La Ref. 1. incluye datos sobre distorsión medida en varios túneles, que pueden servir como norma para establecer la que sea de esperar en túneles análogos.

E. Recomendaciones generales para diseño

La experiencia actual indica sin género de dudas que deben abandonarse todos los métodos de diseño que suponen que los ademes de los túneles están actuados por presiones que correspondan a estados activo, pasivo o aún de tierra en reposo. Más aún, han de objetarse los métodos de diseño que suponen que un ademe queda bajo la acción de un sistema de cargas fijo, independiente de lo que suceda al suelo o de los procedimientos constructivos. Consideraciones del tipo de si habrá ademe provisional y revestimiento definitivo o sólo este último son fundamentales, no sólo por razones de costo. La Ref. 1 propone las siguientes etapas de diseño.

1. Estímense razonablemente las cargas o presiones circunferenciales de compresión que se desarrollarán sobre el ademe.

2. Estímense las distorsiones que éste vaya a sufrir.

3. Atiéndase la posibilidad de que el pandeo juegue algún papel en algunas piezas del ademe.

4. Considérese cualquier circunstancia externa que pueda tener importancia en el caso particular de que se trate.

Los esfuerzos de compresión sobre el ademe se relacionan con la presión radial media a través de la expresión:

$$\sigma_c = p \frac{a}{t} \quad (14-76)$$

Donde:

σ_c , es el esfuerzo de compresión sobre el ademe.

p , es la presión radial media que el ademe soporta,

a , es el radio exterior del ademe, y

t , es el espesor del ademe.

En arcillas, p depende de σ_c y del factor de sobrecarga ya discutido. En arcillas suaves o de tipo medio, el factor de sobrecarga puede ser muy alto y el valor de p puede mantenerse cerca de:

$$p = \frac{1}{2} (1 + K_0) \sigma_c$$

Puesto que K_0 suele andar cerca de la unidad, se sigue que, como ya se comentó, p puede ser tan alta como σ_c . En arcillas firmes, K_0 puede ser mayor que uno, pero el factor de sobrecarga tiende a ser mucho más pequeño; ambos efectos se contrarrestan, de manera que $p = \sigma_c$ representa otra vez un límite superior aceptable.

En materiales friccionantes, de tipo continuo no suele haber ningún aumento de carga con el tiempo

y, además, la presión de diseño puede ser mucho menor que σ_r . La presión radial puede estimarse a partir de las ideas expresadas en el párrafo C de este inciso. Un peligro en este caso es que queden huecos o bóvedas entre el suelo y el ademe, que al derrumbarse posteriormente pueden producir incrementos muy importantes en la presión actuante. El arqueado suele ser la causa principal de que las presiones aplicadas por estos suelos sean relativamente bajas.

Los suelos débiles suelen dar curvas de reacción del terreno y del ademe que se interceptan en valores del esfuerzo de σ_r .

F. Comentarios en torno a los diferentes tipos de ademado

Siguiendo una vez más la fundamental Ref. 1 se hacen a continuación algunos comentarios sobre la influencia de algunas características propias de los diferentes sistemas de ademe.

F-1. Flexibilidad de los ademes

Todo parece indicar que la flexibilidad es una cualidad que más bien debe ser buscada que evitada. Si bien es cierto que un ademe rígido se defiende contra la distorsión, también lo es que la reducción que se logra en este concepto no es grande, aun cuando se aumente mucho la rigidez. El ademe rígido ha de soportar cargas mucho más altas y frecuentemente la rigidez trabaja contra la estabilidad.

El concepto que produce los mayores costos es el momento flexionante debido a un estado de presiones no uniformes; ya se dijo cómo la distorsión razonable del ademe uniformiza las presiones y evita los momentos flexionantes, obteniéndose con este criterio secciones mucho más ligeras y económicas y quizá con mejor oportunidad de resistir sin falla (Ref. 36).

Lo anterior establece criterios en torno a los tipos de materiales que resultarán más convenientes para formar un ademe. Para aquellas instalaciones en que la naturaleza del suelo haga aceptables las distorsiones, los ademes deberán tener una alta resistencia a la compresión, para ser capaces de resistir esfuerzos radiales iguales, incluso a la presión vertical correspondiente a todo el espesor de cubrimiento; también deberán ser relativamente poco rígidos, para poderse deformar lo suficiente para evitar la aparición de momentos flexionantes significativos; finalmente, es deseable que estén formados por un material ligero y fácil de manipular. Infortunadamente, un material que cumpla todos estos requisitos difícilmente proporcionará una buena reacción a los escudos y otras herramientas de perforación hoy en uso y ésta es una razón que hace aconsejable un mejoramiento en el diseño de estas últimas (Ref. 1), a fin de lograr que no se apoyen en el ademe ya instalado.

F-2. Necesidad de emplear ademes provisionales

La necesidad de emplear ademes provisionales, antes de construir el revestimiento definitivo depende de los problemas de asentamiento y pérdida de material que puedan plantearse en el túnel, del tipo de suelo y de las condiciones económicas del proyecto de que se trate.

En el caso de arcillas, la experiencia parece indicar (Ref. 1) que salvo en el caso de materiales expansivos, la construcción rápida de un ademe provisional elimina muchos de los riesgos que provienen del desarrollo de altas presiones y grandes desplazamientos sobre el revestimiento definitivo.

Construido un ademe provisional es fácil obtener de él criterios muy apropiados al caso de que se trate, para erigir un buen revestimiento definitivo. Por ejemplo, las presiones que actuarán en él pueden estimarse muy razonablemente haciendo uso de los criterios dados en este mismo párrafo, a partir de los desplazamientos que se hayan medido en el ademe provisional.

Si el revestimiento se construyera de una vez, según la excavación se fuese completando, tendría que soportar presiones mucho más altas y distorsiones también mayores que las que soportaría si primeramente se construyera un ademe provisional, pero si aquella fuese la política que se decidiese seguir, seguramente también sería ventajoso el uso de un revestimiento relativamente flexible, habida cuenta de que las distorsiones necesarias para llegar al estado de presiones correspondiente al equilibrio final suelen ser pequeñas.

Todos los estudios indican que las evoluciones del estado de presiones y los cambios de forma que sufra el ademe provisional ocurren en ventaja de los requerimientos a que estará sujeto el revestimiento definitivo; el ideal sería construir éste una vez que el provisional hubiera llegado a la condición de equilibrio, pero esto rara vez puede conseguirse dentro de las urgencias usuales de la construcción. Cuando sea posible, incluso debe procurarse que el estado de presiones en el agua del suelo se restaure antes de colocar el revestimiento; por otra parte, esta restauración de la presión del agua suele producir poca distorsión y un aumento no muy grande en las presiones, por lo que no representa un gran problema aún en el revestimiento definitivo.

La decisión de posponer la construcción del revestimiento hasta que se produzca mucha relajación de las presiones queda condicionada en su idoneidad a la propia naturaleza del revestimiento; si éste es muy rígido, generalmente cuanto más tarde en ponerse resulta más económico, pero si es flexible es mucho menos lo que se gana posponiendo su construcción.

En arcillas expansivas pueden lograrse ahorros muy importantes en ademes y revestimientos construyéndolos después de que haya ocurrido una parte substancial de la expansión, aunque esto no alivie

mucho las distorsiones posteriores y si sólo las presiones producidas, aun cuando no se pueda asegurar cuándo. La política anterior debe temperarse en vista de que es sabido que si se permite excesiva expansión de la arcilla, ésta puede debilitarse estructuralmente y volverse muy inestable.

Suele resultar muy ventajoso pretensar ademes y revestimientos, logrando mejor contacto con el terreno y más favorables distribuciones de esfuerzos en torno al túnel.

G. Permeabilidad de los ademes

Un túnel impermeable bajo el nivel freático debe resistir no sólo presión de tierra (que ahora debería de ser considerada en términos de esfuerzos efectivos), sino también presión hidrostática; por el contrario, un túnel perfectamente permeable habrá de resistir sólo la presión efectiva del suelo, aunque en este último caso, el flujo de agua inducido hacia el túnel produce fuerzas de filtración que habrán de ser consideradas (su estimación podrá hacerse en una red de flujo). Como consecuencia de lo anterior, lo normal es que en los suelos cohesivos las condiciones de los túneles permeables e impermeables sean similares, en tanto que, en los friccionantes, lo común es que un túnel permeable quede sometido a esfuerzos menores.

El agua puede plantear problemas constructivos al penetrar en la galería excavada; este efecto se ha combatido inyectando las zonas permeables en torno al túnel, lo que sirve al doble propósito de reducir el gasto que entre a la galería y de afirmar zonas potencialmente inestables.

Debe entenderse que cuando se habla de revestimientos impermeables se hace referencia a estructuras que seguramente son bastante más permeables que el suelo que las rodea, si éste es arcilloso; por ello en mayor o menor medida un túnel bajo el nivel freático siempre es un dren y deben guardarse al respecto las precauciones mínimas.

En muchos casos el agua se filtra hacia el túnel muy lentamente y el efecto drenante de la galería basta para producir en forma permanente un abatimiento muy importante de las presiones del agua a su alrededor. También se ha observado frecuentemente que la distribución de la presión de agua en torno a un ademe impermeable bajo el nivel freático dista de ser regular, principalmente por efectos de estratificación en el suelo.

En términos generales es normal diseñar los ademes supuestamente impermeables con consideración de presiones de agua menores que las cargas hidrostáticas que corresponden a la posición del túnel respecto al nivel freático, allí donde los suelos están fisurados, poseen interestratificaciones permeables o se tengan condiciones tales que el agua no pueda concentrarse en torno al túnel en mayor proporción de lo que puede ser drenada.

H. Efecto de anomalías en la sección recta

Se refiere este punto al efecto que puedan tener en las presiones sobre los ademes y en el comportamiento de éstos los cambios en la sección recta normal del túnel; éstos pueden ocurrir por efecto de túneles paralelos muy próximos, cruce entre túneles o con otras galerías, efecto de ramales, estaciones, apartaderos, cruzamientos, etcétera. Bajo hipótesis de elasticidad perfecta, los efectos de túneles vecinos pueden juzgarse por aplicación del principio de la superposición de causas y efectos. En análisis elasto-plásticos, el problema ya no es tan sencillo, pero la superposición de las soluciones teóricas aún puede dar alguna indicación. En la realidad, al no tratarse con materiales que trabajen dentro de las hipótesis de la Mecánica del Medio Continuo, el problema resulta mucho más complejo.

Se vio en páginas anteriores de este Capítulo, cómo los ademes y revestimientos se diseñan básicamente para resistir las presiones periféricas (muchas veces circunferenciales, por considerarse una galería circular), que resultan en general menores que los pesos de la tierra suprayacente, por efecto de los desplazamientos radiales.

Se verá a continuación brevemente cuál es el efecto que puede esperarse de distintas anomalías comunes (Ref. 37).

H-1. Presiones en túneles adyacentes o que se cruzan a diferente nivel

En estos casos generalmente puede suponerse que las presiones sobre el ademe de uno de ellos no sobrepasarán las correspondientes al peso de la tierra suprayacente, como límite superior de diseño. Las normas generales de diseño son las mismas que para un túnel aislado.

H-2. Presiones en las intersecciones de túneles

En este caso ocurren muy complejos fenómenos de interacción: la Ref. 38 los estudia parcialmente para el caso de cruces a 90°. En ella se concluye que los esfuerzos se incrementan un 60% en la esquina de la intersección en materiales elásticos y vuelven a ser los correspondientes a un túnel aislado a distancias de un diámetro de dicha intersección.

Antes de construir una intersección, el ademe del primer túnel debe haber llegado al equilibrio final con el suelo que lo rodea. Entonces, para hacer la intersección, deberá removerse la mayor parte del ademe en la zona, con lo que se producen dos efectos.

Las presiones antes soportadas por el ademe removido deben transmitirse a las partes no retiradas, por arqueo.

- El ademe se debilita, de manera que éste, aún después de terminada la intersección, no puede soportar las presiones que soportaba en un principio.

En el momento presente, en que tanto falta por investigar y conocer en torno a estos problemas, suele recomendarse diseñar el ademe en las intersecciones de modo que sea capaz de transferir la carga radial a las demás secciones del ademe, anexas a la zona de intersección (Ref. 37). La presión en las secciones de las galerías adosadas a la intersección debe considerarse el doble de la que se tendría para un solo túnel; este exceso se disipa linealmente en una distancia de un diámetro de túnel, al adentrarse en las galerías a partir de la intersección y la ley de disipación puede considerarse lineal.

En la práctica es difícil cambiar el diseño del ademe para adaptarse a la anterior ley lineal, por lo que suele construirse durante un diámetro un ademe con los requerimientos de la sección adosada a la zona de intersección. Si los diámetros de los túneles son diferentes, conviene considerar el mayor para diseñar los ademes en las cuatro galerías con el criterio anterior.

H-3. Distorsiones en túneles adyacentes o que se cruzan a diferentes niveles

Cuando los túneles tienen el mismo diámetro (es decir, cuando uno no es mayor que los dos tercios del otro), la distorsión que en uno produzca la construcción del otro depende de los diámetros de ambos, de su separación y del orden en que se excavan. Se define como distorsión estándar del túnel aislado la relación $\Delta a/a$, siendo a el radio del primer túnel, la cual puede estimarse, suponiendo que el segundo túnel no existe, con base en las ideas expresadas más atrás en este inciso o en distorsiones medidas en diversos túneles, tal como se hace en la Ref. 1. La Fig. XIV-33.a (Ref. 37) proporciona las distorsiones que se deben esperar en cada uno de los túneles por la presencia del otro excavado en su vecindad; los números romanos indican el orden de la excavación. La figura se refiere a túneles próximos, pero cuando están alejados más de cuatro radios ($4a$), la distorsión provocada por la mutua presencia es nula y cada túnel tendrá la correspondiente a un túnel aislado. En casos intermedios podrá usarse interpolación lineal.

Las recomendaciones para la distorsión inducida cuando un túnel de pequeño diámetro está próximo a uno de diámetro mucho mayor (más de dos tercios del primero) están contenidas en la parte b de la misma Fig. XIV-33; en este caso se acepta que la distorsión de cada túnel puede estimarse como si fuese solo, pero si los dos están próximos, debe esperarse que la construcción del chico induzca áreas localizadas de gran curvatura en el contorno del más grande; esta alta curvatura se estima en el doble de la que

Túneles próximos

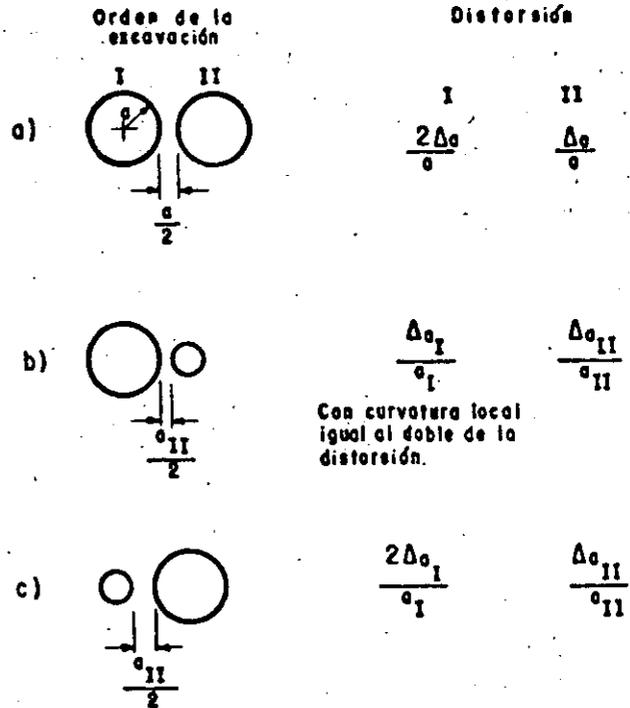


Figura XIV-33. Distorsiones en singularidades por la presencia de otro túnel próximo (Ref. 37).

produciría la distorsión si el túnel grande estuviese aislado.

Finalmente, la parte c de la Fig. XIV-33 esquematiza el caso en que se construye un túnel de mayor diámetro cerca de otro existente, de diámetro menor (menos que dos tercios del más grande).

H-4. Distorsiones en intersecciones de túneles

Puede suponerse (Ref. 37) que la distorsión en las secciones de ademe inmediatas a la zona de intersección será el doble de la que correspondería al túnel aislado. Este incremento se reduce linealmente a cero en secciones dentro de la galería, situadas a distancia de un diámetro de la sección de borde; en estas secciones interiores, las distorsiones son ya las correspondientes a un túnel aislado.

H-5. Ensanchamientos

El cambio de ancho por cualquier razón exige un cambio en el sistema de ademado o revestimiento, que generalmente justifica un estudio muy cuidadoso, por imponer condiciones mucho más severas de presión y desplazamientos.

Los procedimientos constructivos requeridos pueden ser muy diferentes y un túnel cuya sección se excava en conjunto pudiera requerir, al ancharse por cualquier motivo, ser excavado por zonas aparte, que

se ademan por separado, retirando en maniobra posterior el material entre esas zonas.

Sin embargo, desde el punto de vista de presiones y desplazamientos, un ensanchamiento puede, en principio, verse como un túnel aislado de mayor diámetro y tratarse correspondientemente; se repite que es normal que resulten mucho más elevados los requerimientos del ademe, aún en casos en que el diámetro varíe relativamente poco.

XIV-8 ASENTAMIENTOS RELACIONADOS CON LA CONSTRUCCION DE TUNELES EN SUELOS

Cuando los túneles se construyen en campo abierto, las pérdidas del material en el interior de la galería o los movimientos de la superficie del suelo, consecuencia de la excavación, tienen importancia sólo en lo que afectan la estabilidad de los ademes, pero en áreas construídas y pobladas, los movimientos de la superficie afectan construcciones vecinas y se hace necesario poderlos valuar. La predicción de los asentamientos asociados a la construcción de túneles suele requerir la valuación de dos entidades diferentes; en primer lugar, la de las pérdidas de terreno que tengan lugar durante la construcción, entendiéndose por éstas, los volúmenes de material que se retiran de la galería en exceso del volumen de la propia galería; en segundo lugar, ha de valuarse la forma de la zona de depresión que el túnel provoca en la superficie. En lo que sigue ambos aspectos se tratarán por separado.

A. Pérdidas de suelo

La excavación de un túnel produce, como se vio, movimientos horizontales y verticales del suelo en torno a él, todo lo cual produce en condiciones normales una depresión en la superficie del terreno. Además, esté el túnel ademado o no, tienen lugar fugas, flujos, desplazamientos radiales, etcétera, del material hacia el eje de la galería. La forma de la depresión no es fácilmente relacionable con el asentamiento máximo que se produzca en la superficie. El volumen de la depresión debe ser igual al volumen de pérdida del suelo en la galería, mas los cambios de volumen que sufra la masa de suelo sobre y alrededor del túnel. En el momento presente, sin embargo, resulta suficientemente aproximado suponer que el volumen de la depresión en la superficie es igual al volumen de pérdida de suelo en la galería (Ref. 37); ello equivale a desprestigiar los cambios volumétricos de la masa de suelo en subsidiencia.

La experiencia ha demostrado que, excepto en algunas arcillas expansivas, siempre se producen en torno a los túneles los movimientos necesarios para que se movilice toda la resistencia del suelo. Lo anterior justifica el criterio de diseñar los ademes y re-

vestimientos procurando mantener los desplazamientos del suelo en niveles tan bajos como sea posible; ello contribuye mucho a reducir las pérdidas de suelo y, correspondientemente, el volumen de la depresión; los máximos asentamientos, pero aún con estos criterios es frecuente que las pérdidas de suelo sean importantes y la depresión superficial acusada en muchos casos de la práctica (Ref. 2).

El monto de los asentamientos depende mucho de la naturaleza del suelo, fuertemente interaccionada por las precauciones de construcción. En una arcilla que fluya plásticamente, por ejemplo, las pérdidas de suelo tenderán a ser grandes, pero podrán evitarse en parte importante con un buen trabajo de ademado. En un limo compacto, por otro lado, la pérdida de suelo puede ser muy pequeña, pero si se permite durante la construcción corrimiento y flujo del material, los asentamientos en la superficie pueden llegar a ser muy grandes.

Las pérdidas de suelo dependen mucho también del método constructivo, aunque la influencia del suelo y de las condiciones del agua subterránea sean las principales. En el momento presente no es posible especificar qué pérdida de suelo puede atribuirse a un procedimiento de construcción dado y que tanto de esa pérdida puede deberse a descuido durante el desarrollo de la secuela de construcción; de hecho, la información disponible en torno a pérdida de suelo es escasa y dispersa; pese a ello, es útil.

La depresión que, se forma en la superficie del terreno, a lo largo del eje del túnel es sensiblemente simétrica a él, a no ser que la pérdida de suelo sea producida por causas muy localizadas, como un gran flujo de arena al interior de la galería. Si a lo largo del eje del túnel se mantienen uniformes las condiciones del suelo en un largo trecho, la depresión superficial se mantiene sensiblemente la misma y el asentamiento máximo en ella marcado ($\delta_{máx}$) se mantiene en valores muy próximos. Se denomina asentamiento medio al valor promedio de todos los $\delta_{máx}$, representándose esta cantidad por $\delta'_{máx}$. El valor de $\delta'_{máx}$ es una excelente referencia para juzgar los efectos de la excavación de un túnel en las zonas vecinas. Finalmente se diferenciará el valor del asentamiento más grande que pueda encontrarse en todas las secciones de depresión ($\delta''_{máx}$).

A-1. Suelos granulares sin cohesión

En estos materiales la excavación ha de ademarse por completo en el techo, en las paredes y en el frente de la excavación, a no ser que se les dé cohesión por inyectado. Si las operaciones se realizan cuidadosamente y no hay flujos de arena al interior de la galería, las pérdidas de suelo pueden mantenerse a niveles muy bajos, y la depresión superficial evitarse casi por completo, pero si la arena fluye al interior del túnel, lo que puede ocurrir sobre todo en suelos

suelos, sí puede haber depresiones muy importantes.

La predicción de asentamientos en estos materiales es entonces muy incierta, pues depende sobre todo de cómo se desarrolle la construcción; también incluye la compacidad de la arena, lo seca que esté, etcétera. Si el material tiene cohesión aparente por capilaridad (túneles sobre el N. A. F.), los problemas pueden reducirse considerablemente. En túneles bajo el N. A. F., lo más conveniente es abatir éste y drenar los suelos hasta crear esa cohesión aparente; aun con estas técnicas, las arenas sueltas pueden tender a disminuir su volumen por los cambios en el estado de esfuerzos que tienen lugar como consecuencia de la excavación o por el desarrollo de presiones de poro que anulan las tensiones debidas a la capilaridad.

El drenaje de los suelos granulares se hace generalmente por pozos perforados a partir del frente de avance de la galería; han de cumplirse todas las precauciones reseñadas en el Capítulo VII de esta Obra. El drenaje suele tener el problema de que la formación arenosa no es estrictamente uniforme y hay zonas de arenas más finas y otras de arenas más gruesas, de modo que la eficiencia de los drenes y los tiempos de drenaje resultan variables. El drenaje ha de disponerse pensando no sólo en la posibilidad de que se produzcan flujos de arena, sino también fenómenos de tubificación y erosión interna.

El uso de presión interna de aire en la galería afecta poco a los fenómenos de pérdida de suelo, pero puede ayudar a neutralizar los gradientes de filtración hacia la galería en túneles colocados bajo el nivel freático. En túneles sobre el nivel freático, el escape de aire a través del suelo puede secar a éste, eliminando cualquier cohesión aparente por capilaridad, probablemente benéfica.

La inyección de lechada de cemento en los suelos granulares puede ser importante para reducir las pérdidas de suelo. Cuando la inyección no va acompañada de abatimiento del nivel freático puede producirse un grave peligro porque se ejerzan fuertes presiones de agua en áreas pequeñas de arena a las que no haya alcanzado la lechada; esta situación ha producido serios flujos de arena hacia muchos túneles.

Los valores específicos de la pérdida de suelo que sea de esperar en un túnel excavado en arenas, en un caso particular dado han de ser extraídos de la experiencia precedente. Las Refs. 37 y 39 proporcionan información recopilada en varios túneles recientes, que puede servir como norma de criterio.

Cuando se construyen túneles paralelos, las pérdidas de suelo en el segundo pueden no ser muy diferentes de las ocurridas en el construido en primer lugar, sobre todo si la arena tiene cohesión por alguna causa.

A-2. Suelos con cohesión y fricción

Bajo esta categoría quedan incluidos muchos tipos

de suelos, desde arenas arcillosas y arcillas arenosas, hasta limos plásticos; también caen en ella la mayoría de los suelos residuales, así como los loes y muchas arcillas calcáreas. Todos estos materiales suelen tener una relación esfuerzo-deformación casi lineal hasta que se alcanza el esfuerzo necesario para romper el nexo de unión que suele existir entre sus granos, de una clase u otra; también es común que exhiban juntas, grietas o estructuras heredadas, que propicien fallas y corrimientos. Suelen requerir ademe desde los primeros momentos de la excavación.

Las pérdidas de suelo y los asentamientos ligados a estos materiales suelen ser pequeños (Ref. 2). Todavía pueden reducirse esos valores si se aprovecha el tiempo de acción de puente que estos suelos tienen, para acuñar perfectamente al ademe contra el suelo. Es común el procedimiento constructivo con escudo y con dovelas, que se presta para realizar convenientemente lo anterior. Por otro lado, existe el peligro de deslizamiento de material hacia la galería y de tubificación, y ambos fenómenos pueden ser ahora de muy graves consecuencias, pues estos materiales suelen ser muy sensibles a las presiones de filtración; en estos tipos de suelos el control del agua subterránea es esencial, utilizando drenaje, técnicas de abatimiento del nivel freático y aún presiones internas de aire en la galería.

A-3. Arcillas firmes, no expansivas

Estos materiales suelen tener un comportamiento muy favorable desde el punto de vista de pérdida de suelo, a no ser que presenten una estructura secundaria de fisuración muy desarrollada; tampoco suelen ser muy sensibles al flujo de agua. Las pérdidas de suelo que tienen lugar suelen ocurrir a través del ademe provisional relativamente ligero, a base de marcos separados, que suele utilizarse en estos materiales; se deben a flujo plástico hacia la galería. La técnica inglesa recomienda atacar a las arcillas firmes con escudo y, en tal caso, se reportan pérdidas de suelo despreciables (Ref. 2).

A-4. Arcillas blandas saturadas

La evidencia experimental parece indicar que la excavación de un túnel a través de arcillas blandas produce una alteración estructural en el suelo que lo rodea, que puede extenderse hasta varios diámetros; esta alteración hace que las pérdidas de suelo tiendan a ser de cierta magnitud, a causa de un flujo plástico poco perceptible, pero continuo hacia el centro de la galería. Correspondientemente se produce una depresión superficial. Es común que la mayor parte de los movimientos ocurran durante las maniobras de excavación, rezaga y ademado y que disminuyan una vez que éste se ha colocado, por lo que

no es raro que los movimientos escapen a la atención de los ingenieros a cargo de la obra.

Un efecto importante en estos túneles es que los asentamientos usuales debidos a pérdida de suelo pueden ir seguidos por otros causados por la consolidación de la zona de remoldeo en torno a la galería, bajo el peso del suelo suprayacente, fenómeno que puede durar largo tiempo.

El escudo es el método más normal de excavación de túneles en arcillas blandas, habiéndose desarrollado sistemas que tienden a producir la mínima alteración del material en torno a la galería.

En los párrafos A-1 y B-1 del inciso XIV-7 de este capítulo se vio que las condiciones de estabilidad en un túnel en arcilla son una función de la relación de sobrecarga σ_z/c_u . Esta relación puede escribirse (Ref. 1), cuando existe presión interior de aire igual a σ_p como

$$R_s = \frac{\sigma_z - \sigma_p}{c_u} \quad (14-77)$$

La pérdida teórica de suelo a ocurrir en un túnel excavado en arcilla puede escribirse (Refs. 37 y 39) como:

$$V_p = A \quad (14-78)$$

para $R_s \geq 1$; siendo:

$$A = 3 \frac{c_u}{E} e^{R_s} - 1 \quad (14-79)$$

O como:

$$V_p = 3 R_s \frac{c_u}{E} \quad (14-80)$$

para $R_s \leq 1$.

La Fig. XIV-34 (Ref. 37) muestra dos ejemplos de la variación teórica del volumen de pérdida de suelo (V_p) en función de la relación R_s (ecuación 14-77), para algunos valores de la relación c_u/E de la arcilla y muestra también pérdidas medidas en túneles con algunas condiciones particulares que se señalan.

Para un procedimiento de construcción dado, la pérdida de suelo varía sobre una banda relativamente estrecha, con los diferentes valores de R_s . También puede verse en la figura el efecto benéfico de la presión interior de aire.

Puede observarse que las pérdidas de suelo medidas resultan mucho menores a las dadas por las dos curvas teóricas que se señalan. Esto puede atribuirse al efecto soportador del escudo, en el caso de túneles construidos por ese método, pero cuando se trata de galerías excavadas por otros métodos o a mano, es mucho más difícil explicar razonablemente los bajos valores de la pérdida de suelo, pues en esos casos depende, en general, de muchos detalles constructivos difíciles de especificar. Los casos 2, 3 y 5 de la Fig. XIV-34 (Ref. 37) son túneles excavados en arcillas en

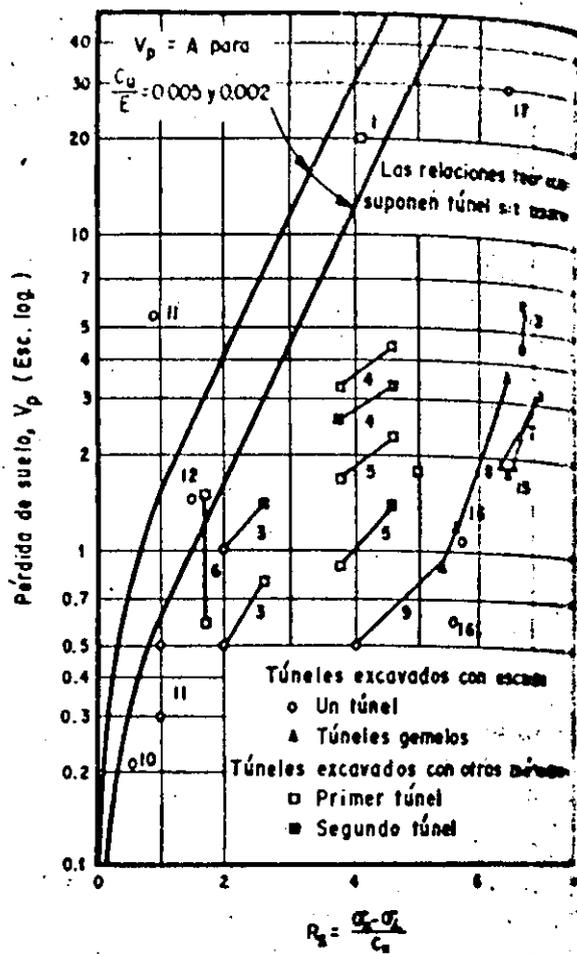


Figura XIV-34. Pérdidas de suelo asociadas a túneles excavados en arcilla (Ref. 37).

Chicago (E. U. A.) prácticamente con los mismos métodos, en tanto que el 4 es un túnel construido en el mismo sitio, pero con procedimientos que se reconocieron como menos eficientes.

En el caso de túneles dobles, la situación es diferente que en el de los sencillos. Las mediciones muestran que cuando se excavan con escudo túneles gemelos en arcilla, las pérdidas de suelo en el segundo túnel son similares a las ocurridas en el primero. En los túneles excavados a mano, por el contrario, pueden haber diferencias apreciables (Ref. 37) (Ver. por ejemplo, el caso 3 de la Fig. XIV-34, notando que la pérdida en el segundo túnel fue del orden del doble de la ocurrida en el primero). En los casos 4 y 5 de la misma figura, los dos túneles tuvieron un divisorio común y esto, aparentemente, causó que la pérdida de suelo en el segundo túnel fuera menor que en el primero.

B. Depresión superficial

En este párrafo se darán algunas indicaciones respecto a los procedimientos para calcular la forma de

la depresión superficial, que se produce en el terreno como consecuencia de la excavación del túnel y para valuar los asentamientos máximos de la misma.

El perfil de la depresión en la superficie se pasa a una curva de distribución normal de frecuencias (curva de Gauss), que se dibuja en la Fig. XIV-35, junto con alguna de sus relaciones geométricas que resulta de interés en lo que sigue. A fin de aprovechar estas relaciones suele admitirse en los trabajos prácticos que tal es exactamente la forma de la depresión.

El volumen de la depresión, igual al área bajo la curva de Gauss resulta ser:

$$V_d = 2.5 i \delta_{m\acute{a}x} \quad (14-81)$$

Donde $\delta_{m\acute{a}x}$ es el asentamiento máximo de la sección, e i es la desviación estándar correspondiente a la curva (Fig. XIV-35), abscisa del punto de inflexión de la curva.

El valor de i puede obtenerse de la relación (Refs. 37 y 39):

$$\frac{i}{a} = K \left(\frac{z_0}{2a} \right)^{0.8} \quad (14-82)$$

Donde a es el radio del túnel circular o el semi-ancho de la excavación, si tuviera otra forma; z_0 es la profundidad del eje del túnel y K es un coeficiente puede considerarse igual a la unidad.

B-1. Suelos granulares sin cohesión

En estos suelos puede haber cambios volumétricos de compresión o extensión a causa de los cambios de esfuerzos inducidos por la excavación, según la arena esté en estado suelto o compacto; por ello, el volumen de la depresión no siempre es parecido al de la pérdida de suelo en la galería y el valor de i puede diferir del dado por la ecuación 14-82, deducida bajo la hipótesis de que el asentamiento superficial no se ve influenciado por cambios volumétricos en la masa de suelo.

El valor del parámetro i , que define el ancho de la depresión depende de factores constructivos, de la posición del nivel freático, etcétera. La Fig. XIV-36 (Ref. 37) contiene información sobre el parámetro de ancho de la depresión en varios túneles recientemente construidos en todo el mundo, a través de arenas.

La Fig. XIV-37 (Ref. 2) muestra la forma de la depresión sobre una pareja de túneles gemelos en arena densa sobre el nivel de aguas freáticas. Las curvas de depresión resultan muy abiertas, en un efecto atribuible a lo seco de la arena y a su completa falta de cohesión. La separación entre los túneles fue suficiente para que la excavación del segundo no produjese marcados efectos en el primero.

La curva de depresión de un túnel en arena densa bajo el nivel freático se muestra en la Fig. XIV-38.a, en tanto que la XIV-38.b muestra el resultado final de la evolución de la depresión anterior cuando se construyó un túnel gemelo y vecino.

La influencia de un segundo túnel en la depre-

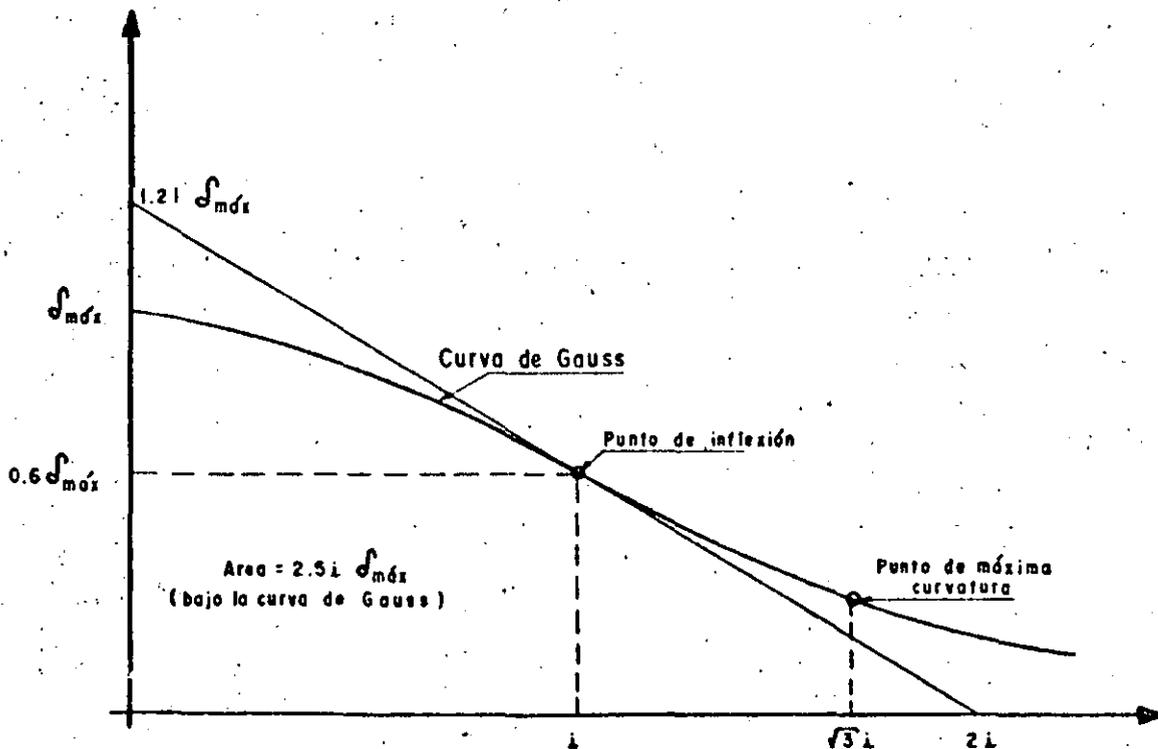


Figura XIV-35. Curva de Gauss y alguna de sus relaciones geométricas.

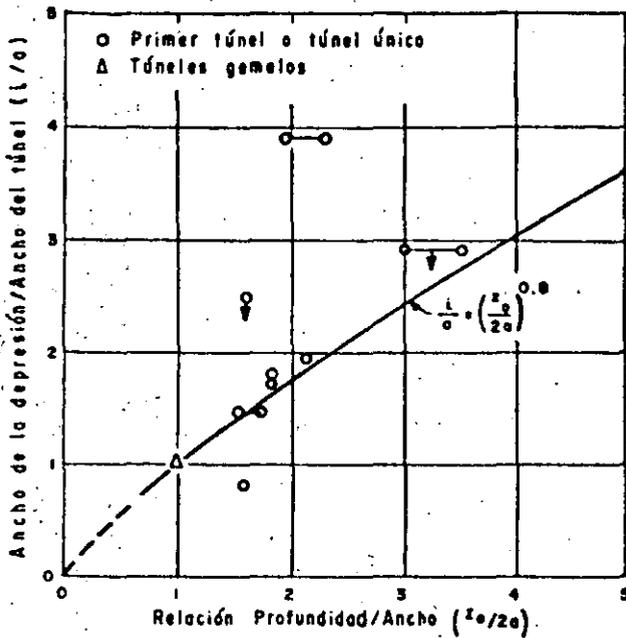


Figura XIV-36. Ancho de la depresión superficial sobre túneles excavados en arena (Ref. 37).

sión provocada por el primero depende mucho de la separación entre ambos; si están muy próximos, la construcción del primero aljoja el terreno sobre el lugar que ocupará el segundo y los asentamientos sobre éste crecerán.

B-2. Suelos con cohesión y fricción

La Fig. XIV-39 (Ref. 2) muestra la distribución de asentamientos sobre túneles construidos dentro del sistema de transporte subterráneo de la Ciudad de San Francisco, E. U.A.

La figura corresponde a la construcción de un

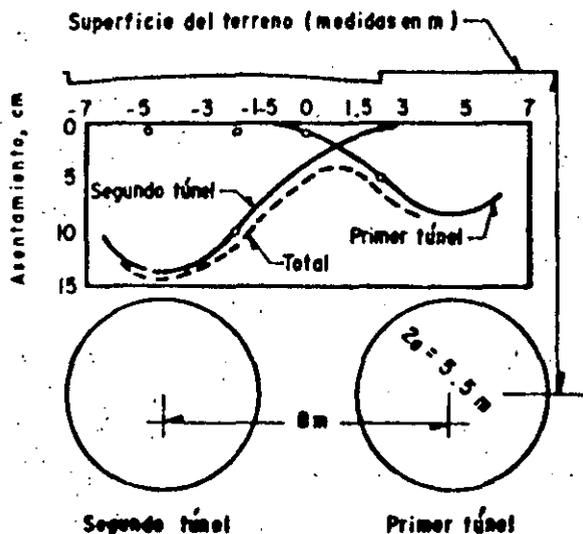
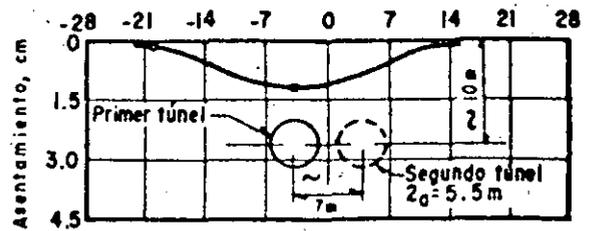
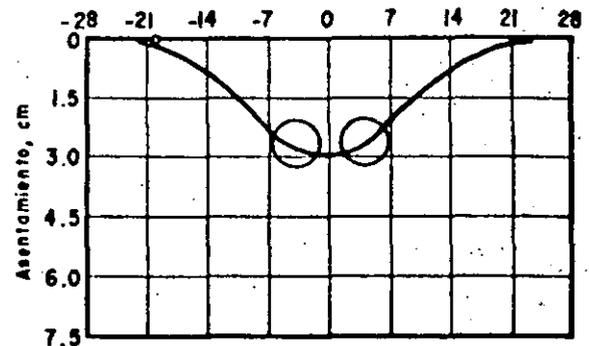


Figura XIV-37. Depresión sobre túneles gemelos en arena densa sobre el NAF (Ref. 2).



C.- Tras la excavación del primer túnel



D.- Tras completarse el segundo túnel

Figura XIV-38. Depresión superficial sobre túneles gemelos en arena densa, bajo el NAF (Ref. 2).

solo túnel; la construcción de un gemelo, con separación aproximada de 10 m de centro a centro, prácticamente no causó efecto ulterior. En estos suelos, tanto los asentamientos como los movimientos interiores en la masa son generalmente muy pequeños, a condición de que, como se dijo, se ejerza un cuidadoso control del agua subterránea.

B-3. Arcillas firmes, no expansivas

La depresión superficial en estos suelos es, correspondiendo con las pérdidas de suelo mínimas que ya fueron mencionadas, usualmente pequeña, en cuanto al valor de $\delta_{máx}$ y relativamente poco extendida. La Fig. XIV-40 (Ref. 2) es un ejemplo ilustrativo correspondiente a un túnel excavado a mano y adomado con madera.

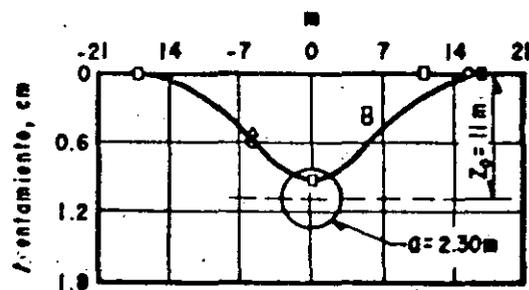


Figura XIV-39. Depresión superficial sobre un túnel excavado en arena arcillosa compacta, bien drenada (Ref. 2).

B4. Arcillas blandas saturadas

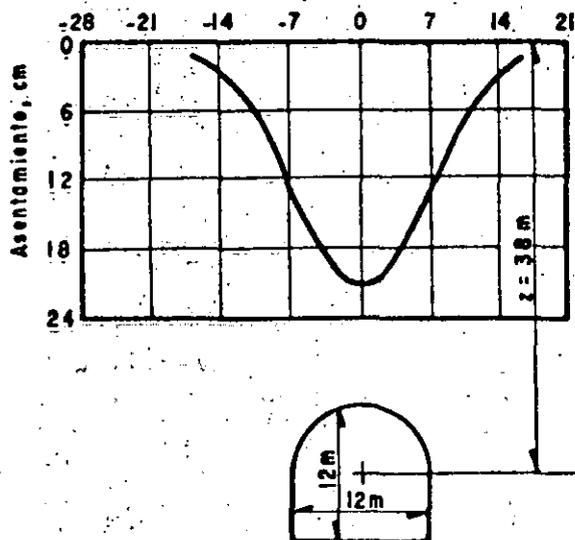


Figura XIV-40: Depresión superficial sobre un gran túnel de ferrocarril excavado en arcilla firme (Ref. 2).

La utilización de marcos de acero acuñaados contra las paredes y el techo, como ademe provisional antes de construir un revestimiento de concreto, suele reducir mucho el problema de asentamientos en arcillas firmes. El peligro de arcillas con tendencia al flujo plástico puede combatirse muy eficientemente con ademe circular de acero, convenientemente acuñaado. Se ha dicho (Ref. 2) que el problema de asentamiento es prácticamente inexistente en túneles en que coexiste una relación $\sigma_z/c_u < 4$, con una buena técnica constructiva.

La Fig. XIV-41 (Ref. 37) muestra la variación del ancho de la depresión superficial (expresado en términos del valor $2i$) en función de la relación entre la profundidad del eje del túnel y su radio ($z_0/2a$) para un conjunto de túneles reales excavados en arcilla blanda. En la misma figura aparece dibujada con línea llena la ecuación 14-82. Para utilizar la Fig. XIV-41 en extrapolaciones para proyecto, en el caso de túneles gemelos se recomienda tomar como valor de a la mitad del ancho total de la pareja de túneles.

De la observación de la figura destaca la magnífica aproximación que proporciona la ecuación 14-82, lo cual no debe sorprender demasiado, puesto que los desplazamientos de la arcilla blanda alrededor del túnel ocurren prácticamente sin drenaje, es decir sin cambio de volumen, la cual es la hipótesis bajo la que se dedujo la ecuación.

La forma de la depresión superficial que se produce sobre los túneles en arcilla blanda se presenta en las Figs. XIV-42 y XIV-43 (Ref. 2). Esta forma es bastante consistente independientemente de que el túnel se excave con escudo o con otro método. En estos casos, es frecuente que un segundo túnel gemelo produzca importantes efectos, similares a los del primer túnel, con una depresión algo asimétricamente cargada hacia éste.

Es de notar que la magnitud de los asentamientos producidos en estos suelos es más grande, aun guardando buenas precauciones constructivas; la velocidad de asentamientos suele ser relativamente baja, lo que es ventajoso.

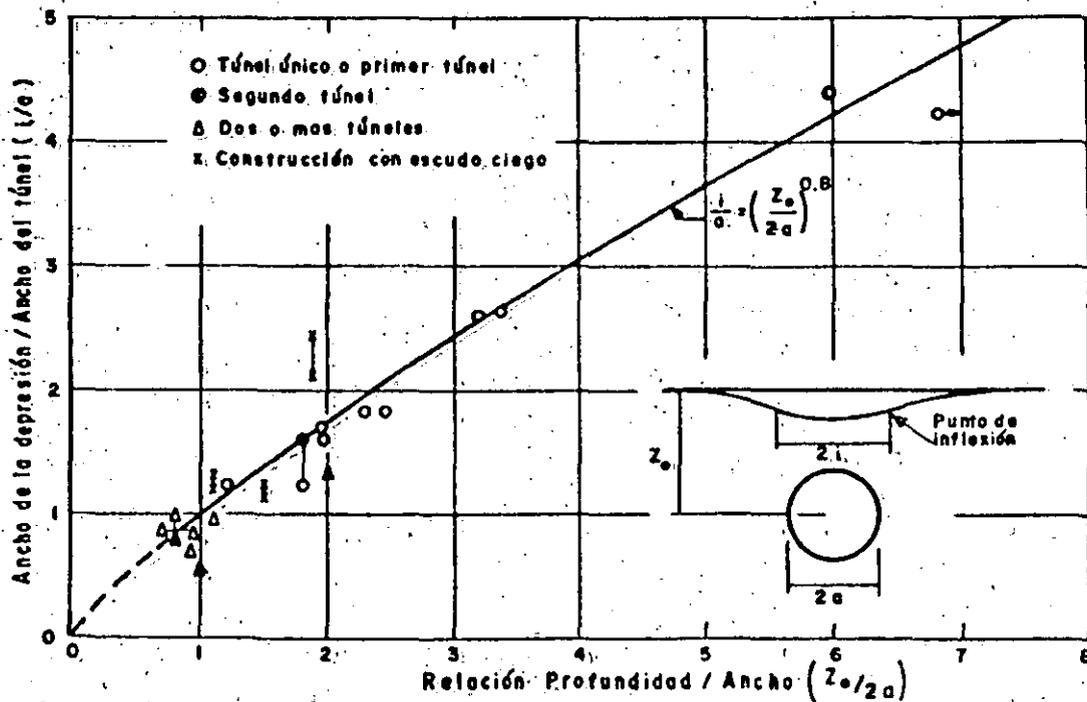


Figura XIV-41: Ancho de la depresión superficial sobre túneles excavados en arcilla blanda (Ref. 37).

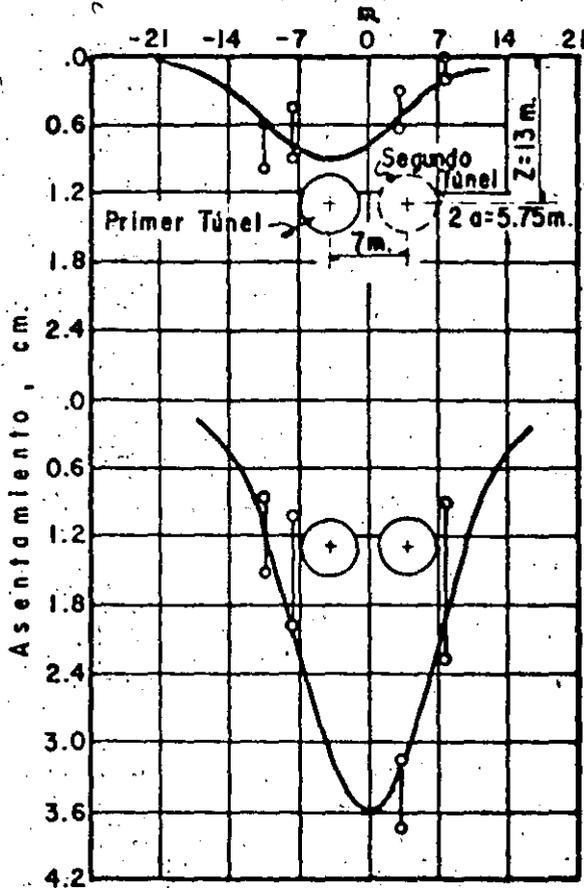


Figura XIV-42. Depresión superficial bajo túneles gemelos excavados en arcilla blanda (Ref. 2).

Ya se ha señalado el problema adicional que en las arcillas blandas representan los asentamientos por consolidación posterior a la excavación; pueden ser particularmente importantes en túneles que se construyan con escudo, por el remoldeo que este método produce.

B-5. Establecimiento de la forma de la depresión

El establecimiento de la forma de la depresión que puede llegar a presentarse en un túnel por cons-

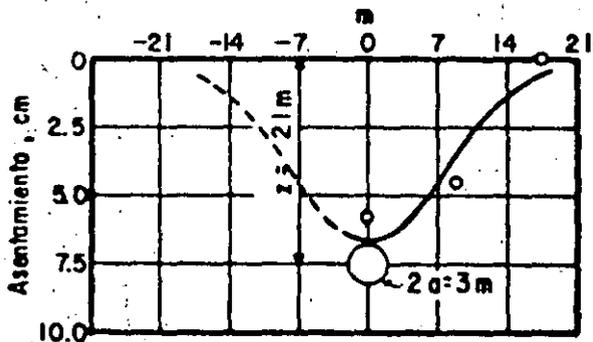


Figura XIV-43. Depresión superficial sobre una alcantarilla excavada en arcilla blanda (Ref. 2).

60 truir puede hacerse con razonable aproximación, a partir de la información conocida procedente de casos reales y de la idea de que esa forma corresponde a una curva de distribución normal de frecuencias.

La Fig. XIV-44 (Ref. 2) es un resumen de la información contenida en muchas de las figuras precedentes, presentadas en este inciso y de otras muchas análogas, que ya van estando disponibles en la literatura. En ella se grafica la relación i/a contra la relación $z/2a$. En lo anterior, a es el radio del túnel; z , la profundidad del eje del mismo e i es la abscisa del punto de inflexión de la curva de Gauss. La cantidad $2a'$ es la separación centro a centro de dos túneles gemelos, cuando éste sea el caso.

En la figura se intentó una separación de los resultados según los tipos de suelo, con lo que, en principio y dentro de las incertidumbres que introduce la escasa información aún disponible, podría servir para estimar la forma de la depresión superficial en un túnel por construir.

B-6. Control de asentamientos

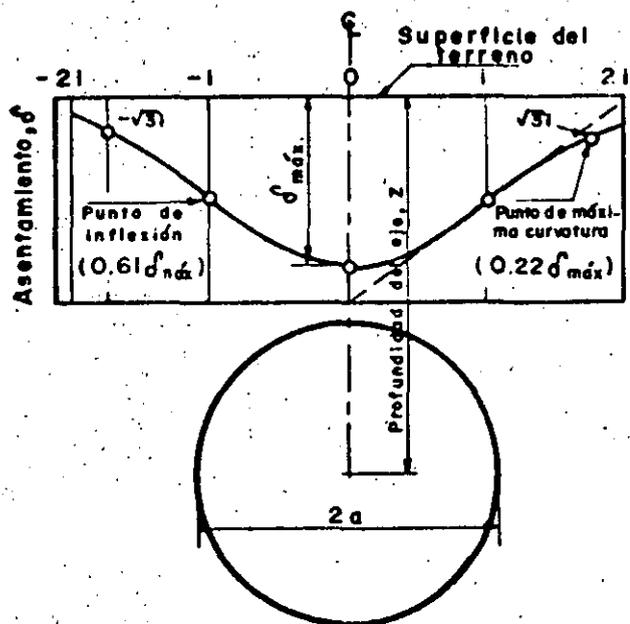
B-6.a. Túneles en arcilla

Desde luego, como se dijo, la colocación rápida del ademe en el frente de la excavación reduce las pérdidas del suelo. Las curvas teóricas de la Fig. XIV-34 se obtuvieron con la hipótesis de que no existía ningún ademe en el túnel y que el único soporte era una presión interior de aire. Un aumento en la presión de aire produce disminución de la pérdida de suelo (ver la misma Fig. XIV-34), siendo éste un uso de tal presión que resulta siempre ventajoso.

El uso de soporte a presión en el frente de la excavación parece ser en principio conveniente, pero la Ref. 40 describe por lo menos un caso en que un revestimiento acuñaado de concreto, construido inmediatamente detrás de un escudo no produjo resultados satisfactorios.

Para relaciones $R_s < 2.5$ y cuando la arcilla no está muy fisurada pueden prevenirse muy bien los asentamientos utilizando tras un escudo dovelas prefabricadas que se acúan contra el suelo. No debe olvidarse, sin embargo, que en diversas secciones de este Capítulo se ha insistido en que la construcción inmediata de cualquier soporte acuñaado puede aumentar considerablemente las presiones ejercidas por el suelo contra dicho soporte.

En la Fig. XIV-34 (Ref. 37) se ve que, teóricamente, para un túnel no ademado con $R_s = 3$ se tendría una pérdida de suelo del orden de 7% del volumen excavado. También teóricamente, si se deseara abatirla a 2%, se requeriría una $R_s = 1.7$; de lo anterior sería posible estimar el gran aumento que sería preciso dar a la presión interior de aire para lograr el abatimiento arriba mencionado. Las consideraciones anteriores indican lo difícil y muy costoso



Volumen de la depresión = $2.51 \delta_{m\acute{a}x}$

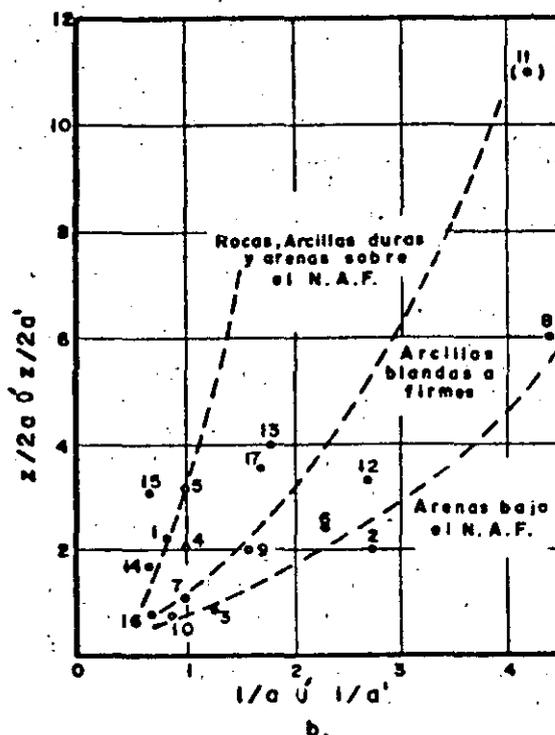


Figura XIV-44. Relación entre el ancho de la depresión superficial (i/a) y la profundidad del túnel ($-z/a$), para túneles excavados en diversos materiales (Ref. 2).

que puede resultar el intentar abatir las pérdidas de suelo, por lo que estos abatimientos deberán intentarse sólo en magnitudes muy cuidadosamente meditados y en zonas en que el asentamiento sea susceptible de causar daños muy considerables.

B-6.b. Túneles en arena

En las arenas puede intentarse reducirse las pérdidas de suelo por muchos procedimientos, cuya eficiencia es variable según el caso. Siempre resultará conveniente reducir al mínimo el vacío que se produce en el frente de la excavación como consecuencia de la acción de las herramientas de ataque, aun cuando se emplee escudo.

Bajo el nivel freático suele dar muy buen resultado el uso de presiones de aire, pero si ésta es grande puede contribuir a retirar hacia atrás el agua que empapa a la arena, lo que contribuye a producir derrumbes. Estos riesgos pueden disminuirse con riegos. A veces se ha recurrido a colocar recubrimientos de arcilla en el área expuesta en el frente, lo que puede ser efectivo para impedir flujos de arena en el embovedamiento que se presenta en dicho frente. El subdrenaje es una técnica excelente para impedir flujos de arena. La inyección con lechada de cemento ha mostrado resultados un tanto decepcionantes en el frente de la excavación, pero ha sido más efectiva cuando se ha utilizado para estabilizar las paredes o el piso del túnel.

B-7. Resumen de secuelas de cálculo

Con la información proporcionada en este Capítulo, extraída principalmente de las Refs. 2 y 37, puede adoptarse la siguiente secuela para estimar los asentamientos que se producirían sobre un túnel por construir.

B-7.a. Túneles en arcilla

1. Estímese el volumen de pérdida de suelo por medio de la Fig. XIV-34 (Ref. 37).
2. Usese la Fig. XIV-41 (Ref. 37) o la Fig. XIV-44 (Ref. 2) para estimar el ancho de la depresión superficial, en función del parámetro i .
3. Supuesto que el volumen de pérdida de suelo es igual al volumen de la depresión superficial, utilícese la fórmula 14-81 para calcular el máximo asentamiento.
4. Hágase algún ajuste a criterio, si se supone que la masa de suelo sobre el túnel puede sufrir cambios volumétricos internos. Usualmente éstos son despreciables.
5. Si se construyen túneles gemelos hágase otro ajuste por presencia del segundo túnel, que usualmente también es despreciable.

B-7.b. Túneles en la arena

1. Estímese el volumen de pérdida de suelo, lo

cual ha de hacerse con base en datos obtenidos de túneles similares al que se proyecta (Ref. 37). Las pérdidas de suelo reportadas en la literatura oscilan generalmente entre 1 y 3% del volumen total excavado.

2. Úsese la Fig. XIV-36 (Ref. 37) o la Fig. XIV-44 (Ref. 2) para estimar el ancho y la forma de la depresión superficial.
3. Con la ecuación 14-81 puede ahora calcularse $\delta_{m\acute{a}x}$ bajo la misma hipótesis utilizada en el caso de las arcillas.
4. Hágase algún ajuste a criterio, para tomar en cuenta los cambios volumétricos que pueda sufrir el suelo granular sobre el túnel como consecuencia de la excavación, que ahora son usualmente importantes.
5. Si se construyen túneles gemelos, el asentamiento sobre el segundo túnel puede ser similar al que haya tenido lugar sobre el primero; inclusive, si el suelo granular es muy limpio de finos, el asentamiento sobre el segundo túnel puede ser más grande que el que haya tenido lugar en el primero.

B-8. Algunas mediciones de depresiones superficiales en túneles del Metro de la Ciudad de México

La Ref. 41 proporciona alguna información de interés en relación a mediciones de asentamientos sobre un tramo de túnel construido con escudo en depósitos de abanico aluvial antiguo, para alojar al Ferrocarril Metropolitano de la Ciudad de México, así como de la construcción de cuatro sifones invertidos, ubicados éstos en los depósitos lacustres arcillosos de la propia ciudad (Refs. 42 y 43), que se realizan para dar continuidad a cuatro grandes colectores que cortaba el propio ferrocarril subterráneo.

En el caso de los cuatro sifones las relaciones de sobrecarga σ_z/c_u fueron como sigue:

TABLA XIV-7

Valores del Factor de sobrecarga (R_s), en túneles en la Ciudad de México (Ref. 41)

Sifón	Relación de sobrecarga	
	con c_u procedente de pruebas de corte directo	con c_u procedente de pruebas de compresión simple
2 de abril	6.2	3.4
Manuel González (2 túneles gemelos)	6.1	4.3
Obrero mundial	6.1	4.3

En la perforación del túnel Metro, en abanicos aluviales antiguos, se utilizó un escudo de 9.15 m de

diámetro, con visera y frente abierto. El revestimiento se aplicó de inmediato por medio de dovelas. En los cuatro túneles sifones se utilizó un escudo de 2.95 m de diámetro, con frente abierto e inclinado 25°, para formar una visera. En el túnel Metro se utilizaron las dovelas como revestimiento definitivo de manera que puede decirse que no hubo ademe provisional. En los sifones, el ademe provisional se hizo con dovelas metálicas, en tanto que el revestimiento fue anular, de concreto hidráulico. En los dos casos se inyectó el espacio entre la periferia del revestimiento y el suelo, utilizando una presión de inyección igual al peso del suelo al nivel del eje del túnel.

También en todos los casos se efectuó un bombeo previo al paso del escudo, para evitar que las fuerzas de filtración se dirigieran al frente de la excavación, fomentando la pérdida de suelos.

La Fig. XIV-45 muestra los asentamientos observados en los casos en que éstos fueron mayores. En el sifón 2 de abril, el máximo asentamiento reportado no excedió los 9 cm.

En los sifones, la depresión se produce en general con manifestaciones muy ligeras hasta que el escudo se aproxima a la sección de medición; cuando se rebasa esta sección, la depresión se desarrolló rápidamente, a razón de 1 ó 2 cm por día y esta velocidad de asentamiento se mantuvo durante algunos días, disminuyendo después a valores del orden de un 10% de los anteriores, que se mantuvieron no más de un mes, hasta cesar por completo.

En el túnel Metro los asentamientos medidos fueron, naturalmente, menores, dependiendo mucho de la compacidad del suelo y de la efectividad de las maniobras de expansión de las dovelas de revestimiento. También se observa una lenta velocidad de asentamiento antes del paso del escudo bajo la sección de medición y esta velocidad se duplica o triplica en los siguientes dos o tres días tras dicho paso. No más de una semana más tarde los asentamientos cesan por completo en un proceso gradual.

Al situar los valores del parámetro i en la gráfica de la Fig. XIV-44 se observó que los puntos correspondientes a los sifones caen en la zona considerada de las arenas bajo el nivel freático. La Fig. XIV-46 (Ref. 41) muestra la localización de esos puntos.

En el caso del sifón Obrero Mundial y Manuel González II, excavados en arcilla blanda, pudiera pensarse que el límite señalado en la Ref. 2 entre las arcillas blandas y las arenas bajo el nivel freático podría bajarse algo en el caso de México. Los puntos correspondientes al sifón Manuel González I y II y al túnel Metro se alojan en una zona que se antoja conflictiva y de menor precisión dentro de la zonificación de Peck, pero en términos generales puede considerarse que la cumple.

Los volúmenes totales de la depresión superficial concordaron razonablemente en todos los casos con la estimación que puede hacerse en base en las ideas de

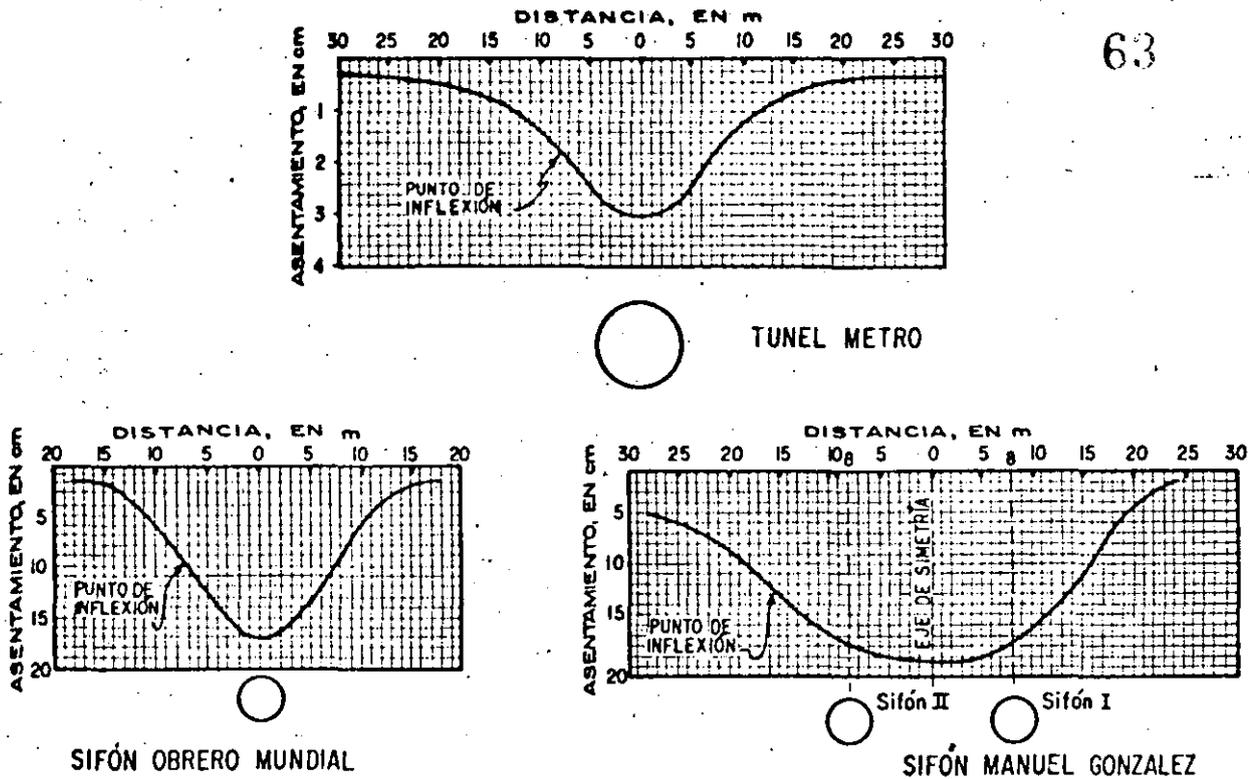


Figura XIV-45. Depresión superficial y asentamientos de túneles en la Ciudad de México (Ref. 41).

Peck contenidas en las Refs. 2 y 37, glosadas en páginas anteriores de este Capítulo.

Con base en todas las mediciones hechas, la Ref. 41 presenta, con carácter tentativo, curvas para prever la magnitud de los asentamientos y la forma de la depresión superficial en túneles similares que se construyan en el futuro en la arcilla del Valle de México. Esta importante información aparece en la Fig. XIV-47.

Puede verse que en lo que se refiere a la estimación del asentamiento, la dispersión de datos es relativamente importante, si bien la curva tentativa está trazada en forma conservadora. En lo que se refiere a la forma de la depresión la concordancia de la información disponible es magnífica.

Destaca en la información contenida en la Ref. 41 el hecho, sobre el cual se ha insistido tanto en este Capítulo, de que un buen procedimiento constructivo puede reducir mucho el peligro de los asentamientos sobre túneles en suelos muy problemáticos. La propia Ref. 41 describe detalladamente lo que allí se denomina "daños a las estructuras vecinas", que destacan por lo insignificantes, pese a que todos los túneles se construyeron en zonas urbanas densamente pobladas.

XIV-9 ALGUNOS ASPECTOS DEL METODO DE CONSTRUCCION CON ESCUDO

Muchos son los métodos constructivos que pueden emplearse para la erección de túneles en suelos. La



Construcción de un tramo a cielo abierto en el Metro de la Ciudad de México. (Cortesía de SOLUM, S. A.)

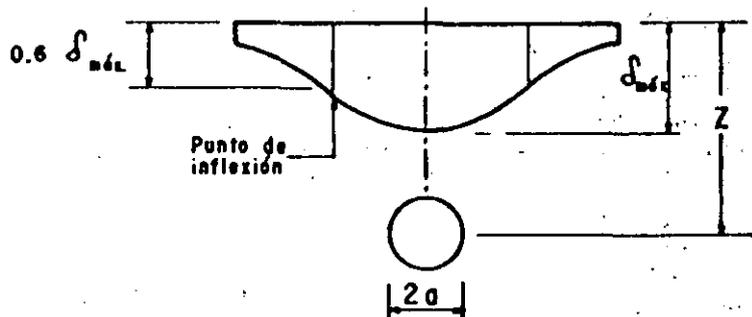
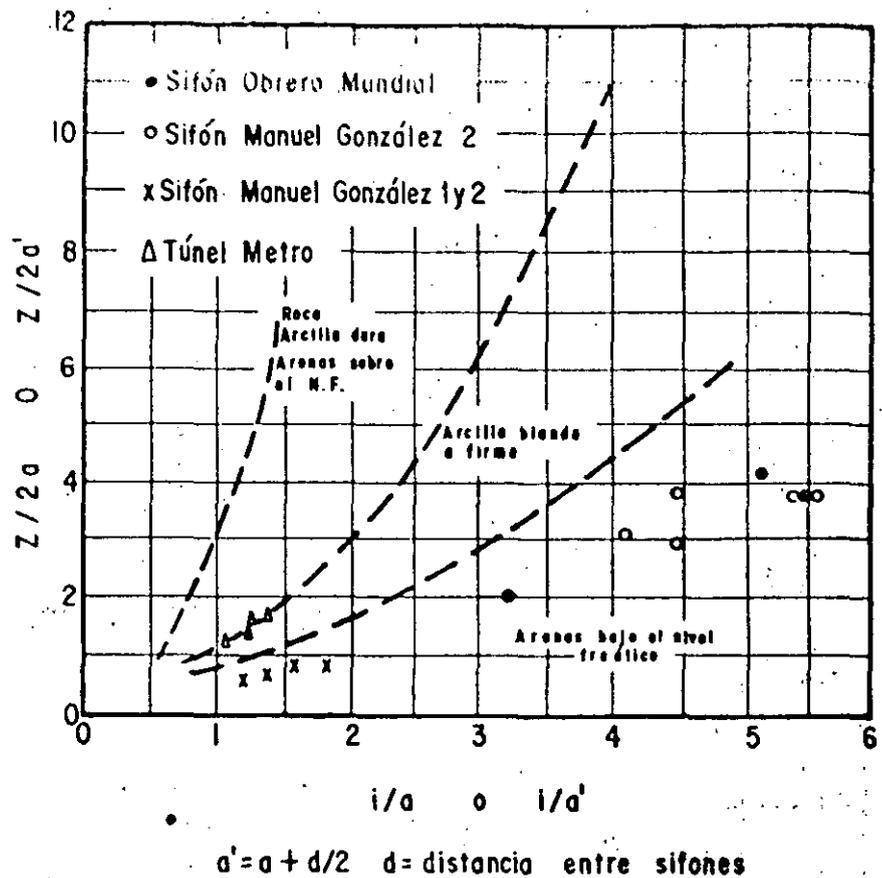


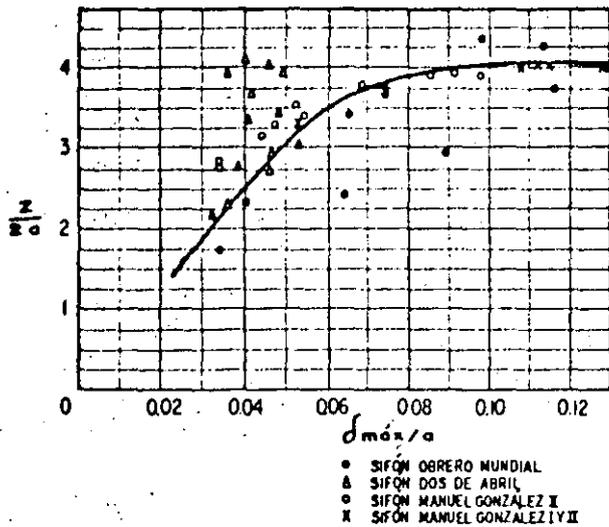
Figura XIV-46. Ubicación de túneles excavados en la Ciudad de México en la zonificación de Peck (Refs. 2 y 41).

discusión de ellos, empero, se considera fuera del alcance y objetivos de esta obra, en términos generales y lo único que se desea en este inciso es realizar algunos comentarios de carácter muy general, haciendo especial énfasis en el método del escudo, de aplicación muy frecuente ya en el presente y destinado, seguramente, a imponerse aún más en el futuro.

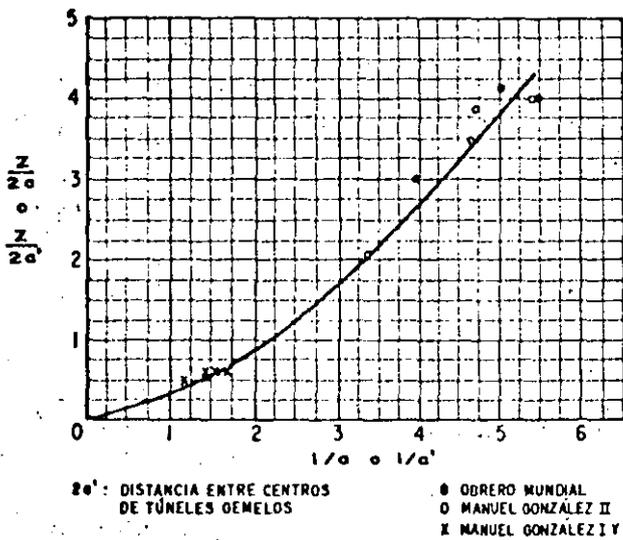
En términos generales la perforación de un túnel en suelos no es una tarea que los ingenieros gusten de ejecutar con mucha frecuencia. Las incertidumbres son muchas en todas las etapas del proyecto y la construcción y, en consecuencia, un túnel suele presentar muchas sorpresas, casi siempre desagradables durante el periodo de construcción; éstas se traducen sistemáticamente en pérdidas de tiempo y dinero. La construcción de túneles en suelos es además, como se dijo, particularmente frecuente en áreas urbanas y en ellas

es obvio que las sorpresas de que se habló suelen tomar caracteres particularmente molestos, sobre todo las que puedan surgir de asentamientos en la superficie del terreno, con daño de edificaciones próximas.

Como consecuencia de todo lo anterior es muy común que el ingeniero prefiera sistemáticamente construir sus túneles sin realizar una verdadera excavación de los mismos, recurriendo a tajos a cielo abierto, cuyas paredes y fondo se sostienen con elementos apropiados, de los que la técnica actual ha desarrollado muchas clases y sistemas, dotando al final al tajo de un techo que funciona como la superficie del terreno original. En la construcción de muchos ferrocarriles metropolitanos éste ha sido el método preferido, cuando la profundidad de la excavación a cielo abierto requerida no excedía los 10 m, dimensión límite para la aplicabilidad del método, sobre todo por



a. Estimación del asentamiento máximo



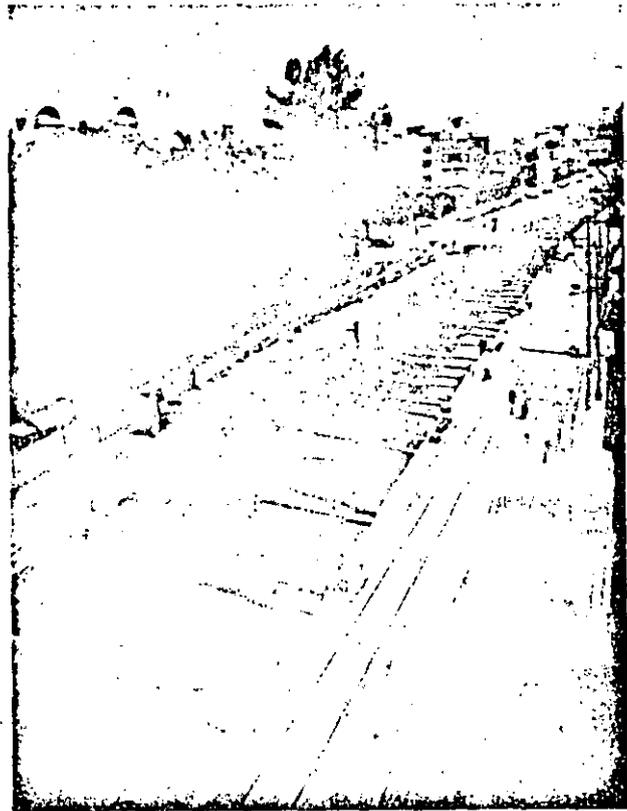
b. Estimación de la forma de la depresión superficial

Figura XIV-47. Curvas tentativas para estimar el asentamiento máximo y la forma de la depresión superficial en túneles construidos con escudo en la arcilla de la Ciudad de México (Ref. 41).

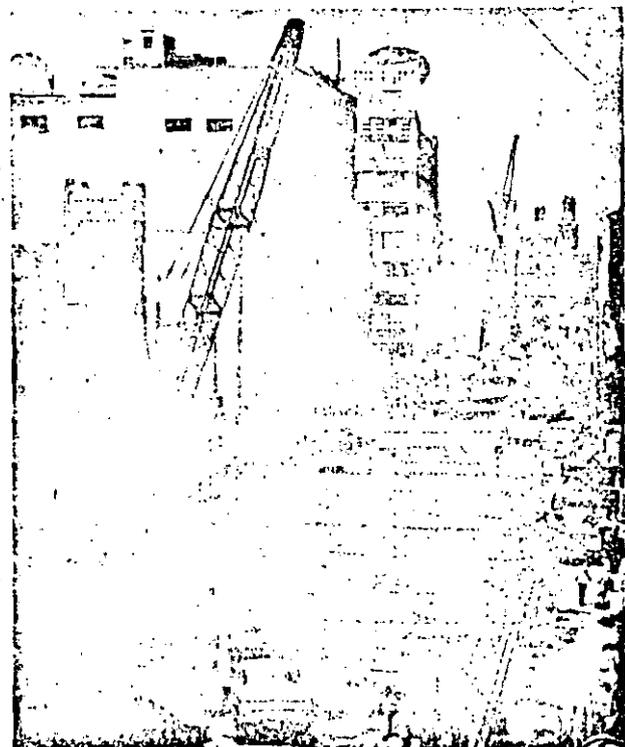
razones económicas. En las áreas urbanas, el procedimiento anterior suele producir muchos trastornos en el tráfico y en la estética de las ciudades y causar daños al comercio y a los intercambios normales de bienes y servicios, razón por la cual se han desarrollado muchos métodos constructivos de carácter un tanto mixto entre la técnica de la excavación subterránea y la de la excavación a cielo abierto, buscando siempre producir la menor y más breve afectación de las condiciones normales de la vida en la superficie.

La Fig. XIV-48 (Ref. 3), por ejemplo, esquematiza una secuencia constructiva dentro de este orden de ideas.

La Fig. XIV-49 (Ref. 3) esquematiza el método de construcción con muros Milán o pantallas Icos, que



Construcción de un tramo a cielo abierto en el Metro de la Ciudad de México. (Cortesía de SOLUM, S. A.)



Apuntalamiento de los muros de sostén lateral de un tramo del Metro de la Ciudad de México. (Cortesía de SOLUM, S. A.)

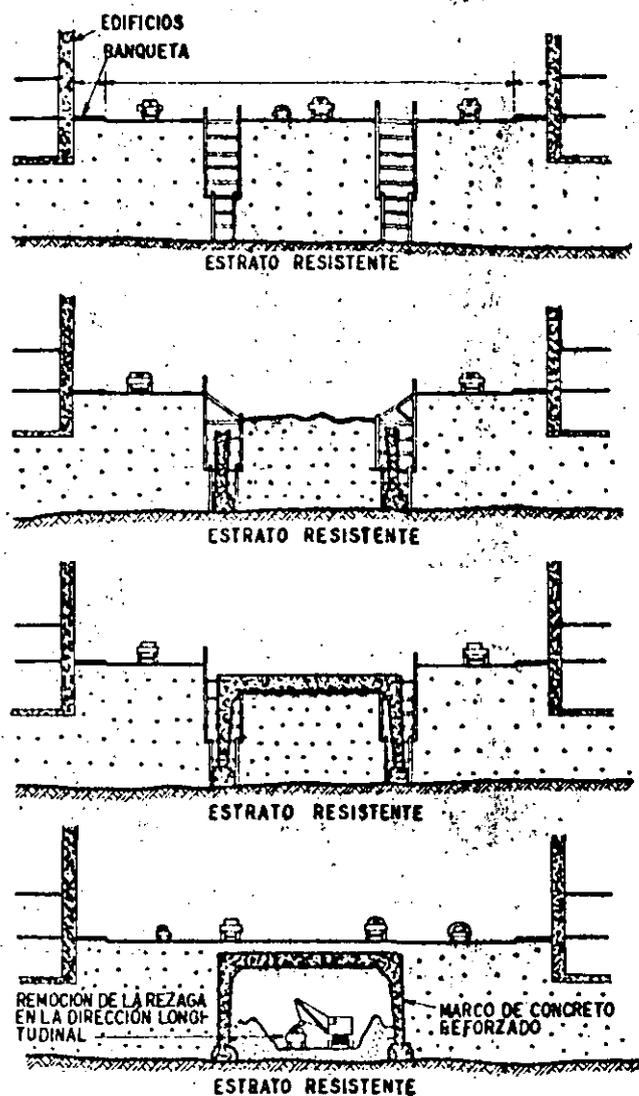


Figura XIV-48. Método de excavación a ciclo abierto, procurando mínima afectación superficial (Ref. 3).

esencialmente se ha seguido en grandes tramos de la construcción del ferrocarril Metropolitano de la Ciudad de México; este procedimiento reduce a un mínimo las molestias que la obra ocasiona a la vida normal de una ciudad.

Otro método práctico para erigir túneles a poca profundidad es la colocación en su lugar de cajones de concreto precolados, transportados y alojados en una excavación previa, a cielo abierto. Este método es particularmente socorrido para la construcción de túneles bajo ríos y, en ese caso, los tramos precolados de túnel suelen llevarse a su posición flotando y ubicarse en ella, hundiénolos.

En las maniobras de excavación subterránea propiamente dicha el avance con escudo es, según se indicó, uno de los métodos más utilizados. Desde luego, existen actualmente muchos modelos de escudos y algunas variantes en su operación, pero el esquema de la Fig. XIV-50 (Ref. 3) cubre los principios esenciales que se mantienen en todos los casos: El escudo es una

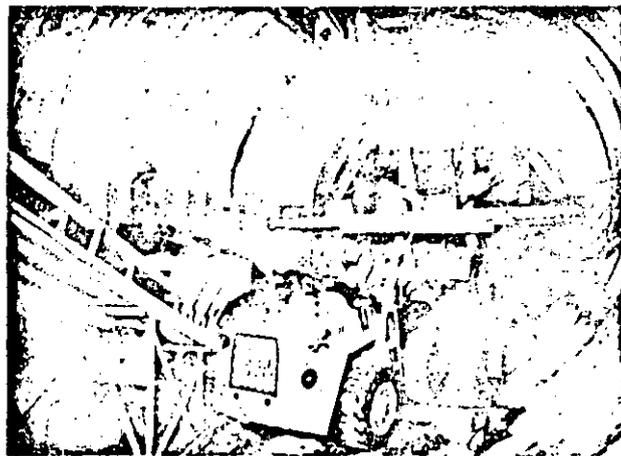
pieza cuyo perímetro reproduce la forma del túnel que se desea excavar. En el caso de la figura, posee una cuchilla frontal capaz de penetrar un suelo blando bajo el impulso de una serie de gatos, que se apoyan contra el revestimiento ya colocado en los tramos de la galería ya perforados. El escudo se prolonga hacia atrás en una cubierta (faldón), que permite realizar con rapidez las maniobras necesarias para ir revistiendo la galería a medida que avanza la perforación. En suelos menos blandos, que no permiten un simple avance a presión, el escudo lleva en todo su frente una estructura metálica que contiene al suelo delante de la excavación y que, a la vez, permite pasar herramientas apropiadas para atacar el material y conductos por los cuales retirar la rezaga.

El ciclo de operación, que también se esquematiza en la Fig. XIV-50, comprende los siguientes pasos:

- Excavación y ademe temporal (a veces con dovelas de concreto) del frente de ataque, hasta una profundidad conveniente.
- Avance del escudo, apoyándose los gatos en el revestimiento previamente erigido atrás.
- Colocación de otro segmento de revestimiento en el faldón del escudo, lo que deja a éste en posibilidad de seguir avanzando con el mismo procedimiento.

Las ventajas que se reconocen usualmente al empleo de escudos son las siguientes:

- a) La sección del túnel puede irse construyendo en su dimensión completa.
- b) Ofrece en todo momento y en todas direcciones un soporte al terreno que se va excavando.
- c) Permite la instalación inmediata del revestimiento, ahorrando los ademes provisionales y dando muy poca oportunidad a que el terreno se deforme libremente en exceso.
- d) Hace muy expedito el trabajo de construcción.



Construcción con escudo de un tramo subterráneo en el Metro de la Ciudad de México. Nótese el revestimiento de los tramos ya excavados así como el cargador frontal en operación y la banda transportadora para efectuar la rezaga (Cortesía de SOLUM, S. A.)

67

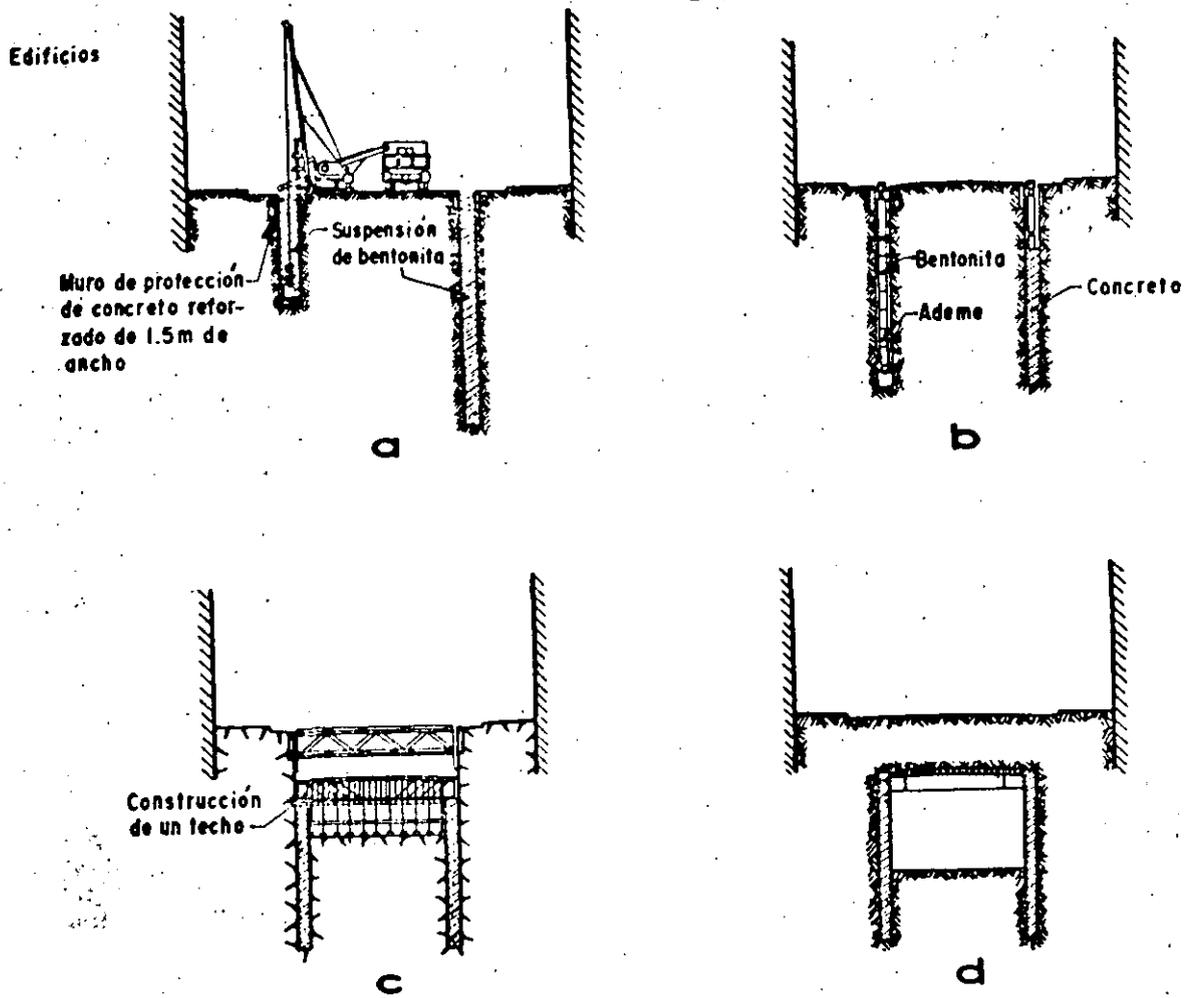


Figura XIV-49. Método de excavación con pantallas ICOS o muros Milán (Ref. 3).

e) Evita deformaciones excesivas del terreno y permite un buen control de la pérdida de material, todo lo cual tiende a reducir los asentamientos en la superficie.

El movimiento del escudo, bajo el empuje de los gatos hidráulicos que reaccionan contra los anillos de revestimiento previamente erigidos, se hace venciendo las siguientes resistencias (Refs. 3 y 44) (se supone el caso en que el escudo avanza a presión, contra suelo suficientemente blando):

- La fricción entre la superficie exterior de la camisa del escudo y el terreno (W_1).
- La fricción entre el faldón del escudo y los segmentos de revestimiento colocados bajo él, en su parte trasera (W_2).
- La resistencia pasiva del terreno en el frente del escudo, ejercida contra las superficies penetrantes de las cuchillas de ataque (W_3).

La literatura soviética recogida en la Ref. 3 proporciona fórmulas para valuar las tres resistencias; según ella (Ver. Fig. XIV-51. Ref. 3).

$$W_1 = [\sigma_r (1 + \frac{\sigma}{\sigma_r}) 2LD + G_p] f_1 \quad (14.83)$$

donde:

- σ_r , es la presión vertical ejercida por el terreno sobre la camisa del escudo.
- σ , es la presión horizontal ejercida por el terreno sobre la camisa del escudo.
- L , es la longitud del escudo.
- D , es su diámetro.
- G_p , es su peso.
- f_1 , es el coeficiente de fricción entre la camisa del escudo y el terreno.

La segunda resistencia vale:

$$W_2 = f_2 Q_t \quad (14.84)$$

donde:

- Q_t , es el peso de los segmentos de revestimiento erigidos dentro del faldón del escudo.
- f_2 , es el coeficiente de fricción entre el faldón

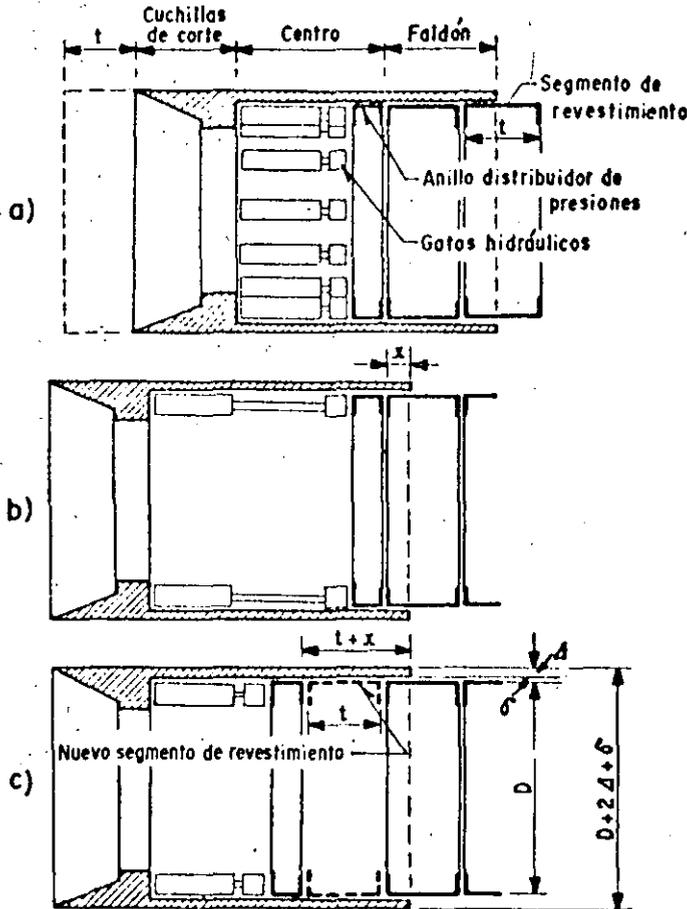
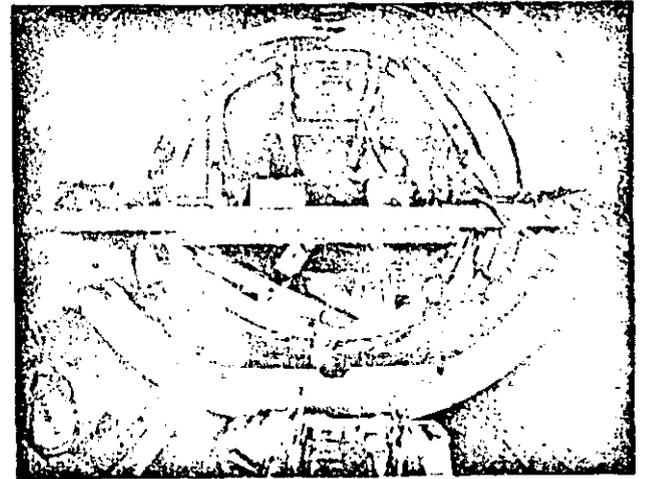


Figura XIV-50. Esquema del funcionamiento de un escudo (Ref. 3).



Construcción con escudo de un tramo subterráneo del Metro de la Ciudad de México. Maniobras para colocación de dovelas. (Cortesía de SOLUM, S. A.)

del escudo y los segmentos de revestimiento dentro de él.

Finalmente, la tercera resistencia vale:

$$W_3 = \pi D_k \delta \sigma_s K_p \quad (14-85)$$

donde:

D_k es el diámetro del escudo medido al centro de líneas de las cuchillas cortadoras.

δ , es el espesor de la cuchilla cortadora.

K_p es el coeficiente de presión pasiva de tierras.

Existe una gran variedad de escudos, pero los circulares son los que suelen dar mejor resultado, especialmente si el terreno ejerce presiones importantes. La práctica constructiva ha recomendado relaciones de longitud a diámetro del orden de 0.75. Cuanto más largo sea el escudo es más fácil mantenerlo alineado, pero será más difícil darle cualquier giro que resulte

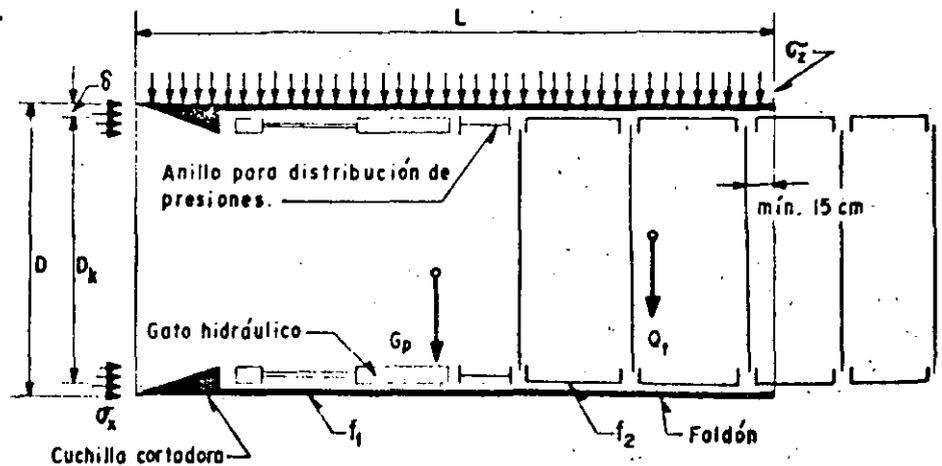


Figura XIV-51. Resistencias que se oponen al avance del escudo (Ref. 3).

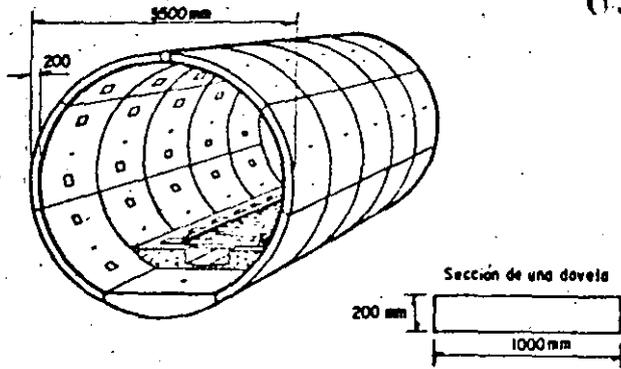


Figura XIV-52. Disposición de dovelas de revestimiento en el Metro de Moscú (Ref. 3).

necesario; los escudos excesivamente largos exigen presiones muy elevadas en los gatos de empuje.

Durante la operación suele presentarse la tendencia a que los escudos giren alrededor de su eje longitudinal, por estratificaciones oblicuas, por presiones externas asimétricas o por no llevar la excavación de modo uniforme; para evitar este efecto puede dotarse al dispositivo de aletas estabilizadoras.

Es muy frecuente proporcionar el primer ademe detrás del escudo y bajo el faldón por medio de dovelas de acero o concreto. Con este sistema puede tenerse una operación muy rápida y económica, con tal de que sean capaces las dovelas de resistir la presión del terreno y los empujes de los gatos. La Fig. XIV-52 (Ref. 3) muestra, a modo de ilustración, la disposición de dovelas utilizada en el ferrocarril subterráneo de Moscú.

En muchas ocasiones el sistema de dovelas constituye el revestimiento definitivo y en tal caso el problema de la permeabilidad de las juntas se transforma en crítico; no obstante la tecnología actual ha desarrollado varios sistemas para superarlo (Ref. 3).

La operación de excavación exige el atacar la sección completa del túnel, lo que puede causar serios problemas de estabilización del frente, ya que se trata de grandes áreas. Las herramientas de ataque son muy variadas; el martillo neumático es muy común, como también lo son herramientas cortadoras de avan-

ce por rotación. Es una práctica común rellenar con gravilla el espacio anular alrededor del ademe, producido al retirarse el faldón, espacio que, obviamente será igual al espesor de éste. Esta práctica es conveniente, desde el punto de vista de evitar asentamientos. Posteriormente esta gravilla se inyecta con lechada de cemento, para establecer una condición homogénea en torno al túnel y favorecer las condiciones de flujo de agua. En ocasiones puede prescindirse de colocar la grava, pero la inyección de los espacios vacíos atrás del escudo conviene siempre, para reducir presiones y asentamientos.

Pese a todas las precauciones, el paso del escudo por un cierto punto suele hacerse perceptible en la superficie del terreno y ocasionar determinadas perturbaciones en el suelo excavado. La Fig. XIV-53 (Ref. 2) muestra una situación típica de las que suelen presentarse.

La parte a) de la figura muestra tres posiciones sucesivas adoptadas por una línea de ademe originalmente vertical que estaba situada a unos 6 m del centro de un túnel circular del mismo diámetro, excavado a través de arcillas suaves, durante la construcción del ferrocarril Metropolitano de San Francisco. Al aproximarse el escudo, la arcilla se va moviendo ligeramente hacia afuera del túnel, pero cuando el faldón ha pasado, se regresa muy rápidamente hacia el espacio anular de la galería. La parte b) de la figura muestra las gráficas de asentamiento de tres estaciones de nivelación en la superficie, debiendo notarse cómo la velocidad de asentamiento aumenta mucho cuando el escudo se acerca a la estación, manteniéndose esa velocidad elevada, inclusive después de que el dispositivo ha pasado; los asentamientos se estabilizan cuando el escudo se ha alejado una cantidad, que en este caso resultó del orden de los 15 m.

La Fig. XIV-54 (Ref. 41) muestra el efecto que en los asentamientos de la superficie se tuvo en la excavación de los tres sifones y del tramo del ferrocarril Metropolitano de la Ciudad de México, a los que ya se ha hecho referencia en páginas anteriores de este capítulo (Sección B-8 del párrafo XIV-8). Se percibe la misma tendencia, con velocidades de asenta-

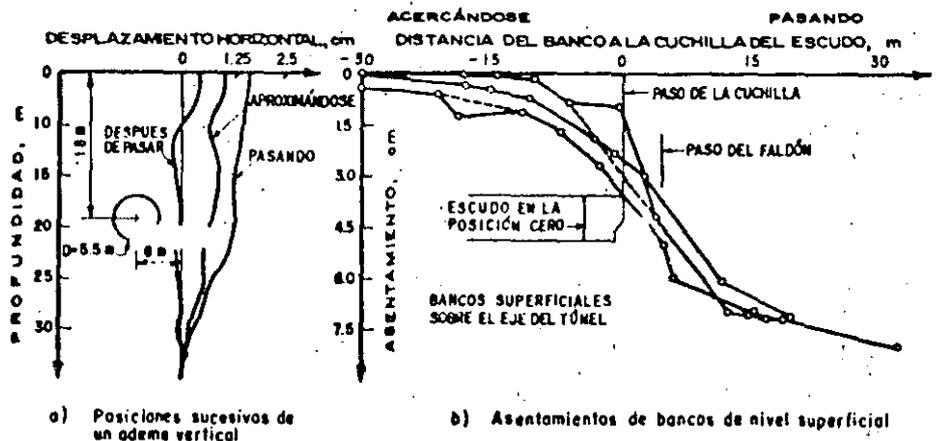
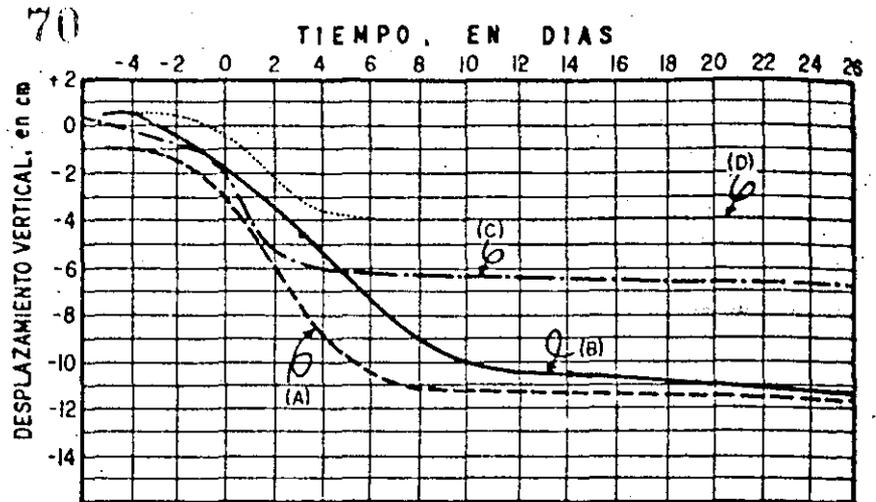


Figura XIV-53. Efecto del paso del escudo en arcilla blanda. Metro de S. Francisco (Ref. 2).



El día 0 corresponde al paso del escudo por la vertical del punto

Figura XIV-54. Curvas asentamiento-tiempo de bancos de nivel superficiales. Excavaciones en el Metro de la Ciudad de México.

- (A) Sifón Manuel González II
 (B) Sifón Obrero Mundial
 (C) Sifón Dos de Abril
 (D) Túnel Metro

miento máximas inmediatamente antes y después del paso del escudo por la estación de medición.

Como se ha visto en diversas secciones de este Capítulo, es frecuente que en conexión con la excavación de túneles con el método del escudo haya necesidad de abatir los niveles del agua en el subsuelo. La Ref. 45 describe el procedimiento utilizado para ello durante la construcción del túnel Tacubaya del ferrocarril Metropolitano de la Ciudad de México; el cual se desarrolla a través de abanicos aluviales, constituidos por arenas y limos, con intercalaciones de lentes de arcilla y capas de gravas y boleas heterogéneamente distribuidos. Las presiones del agua se abatieron con pozos de bombeo profundos de 45 cm de diámetro, localizados a ambos lados del túnel, a cada 20 m y llevados hasta 9 m por abajo de la plantilla del futuro túnel. Los pozos estaban equipados con bombas eléctricas sumergidas y el bombeo se llevó 60 m adelante del frente de ataque, comenzando la operación desde 10 días antes del paso del túnel por una determinada sección y continuándola durante 30 días después de dicho paso.

La Ref. 8 contiene una muy amplia y detallada descripción de muy diversos tipos de escudos y de muchas modalidades constructivas, así como de detalles que han de manejarse colateralmente durante los trabajos. Esa referencia ha de recomendarse especialmente a los ingenieros que hayan de enfrentarse en el terreno práctico a la construcción de túneles en suelos.

XIV-10 EMPLEO DE AIRE COMPRIMIDO EN EXCAVACION DE TUNELES

El empleo de escudos como método de excavación

es muy común cuando han de atravesarse depósitos aluviales saturados más o menos recientes, formados por gravas y arenas, intercaladas con depósitos o lentes de limos plásticos o arcillas; es usual que el conjunto muestre baja capacidad de carga. Cuando los depósitos de esta naturaleza están bajo el nivel de aguas freáticas es común que los estratos arcillosos posean muy baja resistencia al esfuerzo cortante, lo que da lugar a problemas de estabilidad en el frente de ataque y que aparezcan lentes de arena suelta que, aún bajo presiones de agua relativamente bajas, tengan tendencia a tubificarse y a fluir hacia el frente de trabajo.

En tales casos, como se ha indicado en diversas partes de este Capítulo, es una necesidad imperiosa el lograr abatir las presiones del agua al nivel de la excavación y esto puede intentarse por dos métodos. En primer lugar, utilizando los procedimientos normales de subdrenaje, ya también mencionados, en cuya ejecución pueden presentarse problemas constructivos de difícil y compleja solución (ver, por ejemplo, los párrafos A-2 y A-3 del inciso XIV-7 de este Capítulo); en segundo lugar, se impide la descarga del agua en la galería aumentando la presión del aire dentro de la misma y creando una contrapresión de dentro hacia fuera que mantenga al agua en los poros del suelo, total o parcialmente. Este último método, por su costo y complicaciones es utilizado sobre todo en los casos en que el bombeo, la electrosmosis y los demás métodos de subdrenaje son de empleo inseguro; por consiguiente, el empleo del aire comprimido ocurre sobre todo en suelos granulares muy finos, en arenas arcillosas o en casos más especiales comentados en páginas anteriores de este capítulo como difíciles para el empleo de subdrenaje.

El empleo del aire comprimido en excavaciones

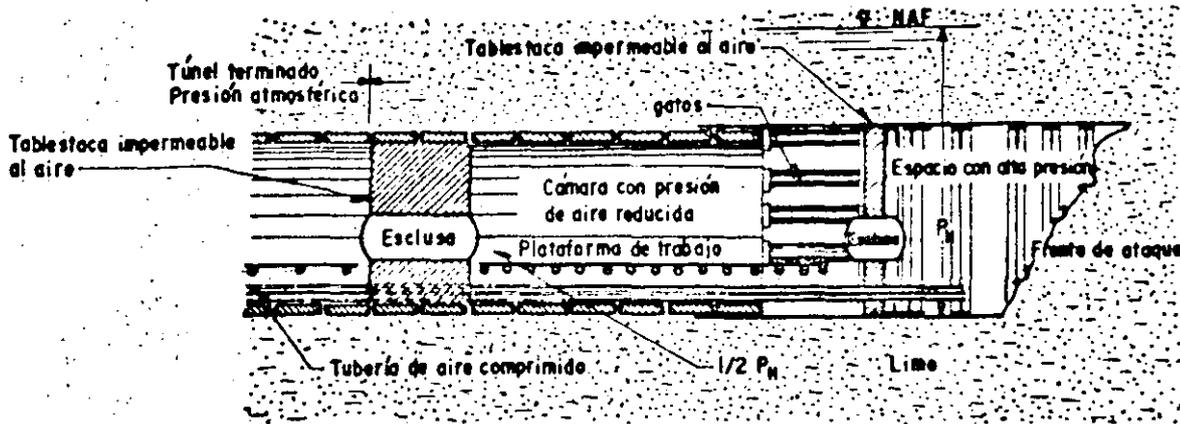


Figura XIV-55. Excavación de un túnel con escudo y doble cámara de aire comprimido (Ref. 3).

subterráneas es conocido desde antiguo y el sistema se usa con frecuencia creciente en la época moderna. Actualmente se maneja situando una cámara de trabajo próxima al frente de la excavación y lo más corta que sea posible en su desarrollo hacia la zona ya excavada de la galería. La colocación de la cámara se facilita mucho por el hecho de que cuando se excava con escudo se coloca de inmediato un revestimiento relativamente impermeable y de soporte suficiente, el cual adquiere muy rápidamente, una vez terminadas las faenas de inyección, capacidad para soportar toda la carga del suelo; de esta manera, puede colocarse a muy poca distancia del frente (10 a 20 diámetros) una tablestaca impermeable al aire, que cierre la parte del túnel ya completada del área de trabajo, en la que está el frente de ataque. Esta última zona es aquella en la que se inyecta el aire comprimido y la comunicación a través de la tablestaca se efectúa por medio de comportamientos estancos al aire, a modo de esclusa. A veces el área de trabajo se divide en dos compartimentos, pues el frente propiamente dicho puede demandar requerimientos de estabilización mucho más severos que la zona siguiente, en la que se está colocando el ademe bajo y tras el escudo; es común que la presión en la segunda cámara, más alejada, sea en este caso del orden de la mitad de la que se da al aire en el frente de ataque. Naturalmente las dos cámaras deben estar separadas por una tablestaca impermeable al aire y la comunicación entre ambas también deberá hacerse por cámaras estancas; la necesidad de usar dos veces estas cámaras, que resultan caras y de funcionamiento lento y engorroso, es quizá la mayor limitación a este sistema de cámara doble, que por lo demás presenta ventajas evidentes. En la Fig. XIV-55 (Ref. 3) se muestra un dispositivo de cámara doble.

La presión que se da al aire que se inyecte en la cámara o cámaras de trabajo y que, posteriormente, debe sostenerse en ellas, depende de la carga de agua que haya de ser contrarrestada, de las características del suelo y del tamaño del túnel (Ref. 46). Si el terreno tiene alguna cohesión, la presión necesaria para conservar el túnel seco es aproximadamente igual a

la presión del agua que prevalezca al nivel de la plantilla del túnel. Si el terreno es muy permeable, generalmente no puede llegarse a esa presión, so pena de producir la fuga del aire a través del suelo; en este caso lo usual es utilizar una presión de aire igual a la que equilibre la del agua en la clave del túnel o, cuando más, en la sección media de éste y en tal caso toda la galería o su mitad inferior (según la alternativa usada) no podrán mantenerse en seco por efecto de presión de aire. En suelos sueltos, pero sin cohesión, a través de los que el escudo puede manejarse fácilmente, la presión de aire puede ser menor que la presión del agua en la clave del túnel, en tanto no se lleve a cabo ningún trabajo adelante del escudo. Si es preciso trabajar frente al escudo, la presión que se dé al aire debe ser una combinación de las presiones del agua y del terreno.

El mayor problema del empleo del aire, dejando a un lado los obvios del costo y del retardamiento de los ciclos operacionales, es el que deviene de los problemas de decompresión de los trabajadores que laboren en el interior de la cámara, el cual debe considerarse siempre con cuidado. La particular posición de la galería hace que la presión uniforme del aire dentro de la cámara sea resistida por presiones exteriores (agua y terreno) que son menores en el techo y mayores en el piso, con diferencia que depende del diámetro del escudo; esta diferencia se acota como m en la Fig. XIV-56 (Ref. 3). Si se desea mantener todo el túnel seco, la presión de aire P_{II} en la cámara de trabajo debe ser igual, como se dijo, a la presión exterior correspondiente al piso del túnel. Esto hace que, en este caso exista una presión no balanceada hacia afuera que llega a ser igual a m en el techo (Fig. XIV-56), la cual ha de tener que ser contrarrestada por la resistencia al flujo de aire que desarrollen los estratos del suelo entre el techo del túnel y el nivel freático exterior; de otra manera habrá fuga de aire, con el correspondiente descenso de presión dentro de la cámara y subsecuente invasión de agua.

Obviamente el riesgo de fuga de aire es tanto mayor cuanto mayor sea el diámetro de la galería. La resistencia del terreno al flujo de aire debe investigar-

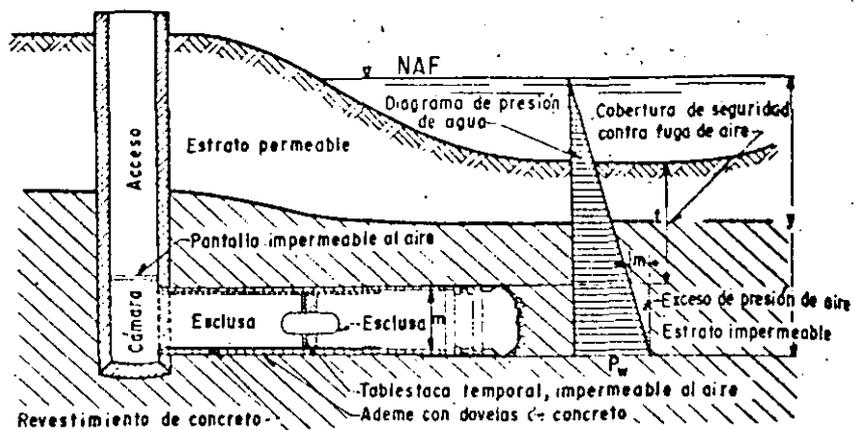


Figura XIV-56. Estados de presiones en un túnel excavado con aire comprimido y escudo (Ref. 3).

se siempre y cualquier fuga que pueda preverse debe compararse con la capacidad del equipo neumático para suministrar aire a la cámara, capaz de mantener la presión en ella a pesar de la fuga. Si este balance no es plenamente favorable, deberá aumentarse la impermeabilidad al aire de la cámara de trabajo (a veces se han usado para esto capas de arcilla o procesos de inyección); si esta impermeabilidad no se garantiza deberá abandonarse la idea de utilizar presión de aire.

La resistencia que el suelo ofrece al escape del aire es importante aún en los casos más desfavorables y se manifiesta por el hecho de que para mantener la cámara de trabajo en seco basta dar una presión de aire algo menor que la presión de agua que supuestamente debiera neutralizarse. Desde luego en esta diferencia intervienen también las pérdidas de carga hidráulica que se tienen en la realidad en todos los casos. Con base en todo lo anterior es usual que la presión de aire necesaria para mantener seca la cámara sea del orden del 75 %-80 % del valor que teóricamente podría estimarse al considerar las cargas de agua que deben neutralizarse (Ref. 3).

Existen, sin embargo, casos excepcionales que demandan presiones de aire incluso superiores a la carga de agua teórica prevaleciente. Uno de ellos se tendría cuando un estrato arenoso permeable está fuertemente confinado por su frontera superior por un estrato de arcilla muy impermeable al aire. En este caso, el aire que escapa de la zona de trabajo a través del frente queda atrapado bajo la arcilla produciendo un aumento en la presión de agua del acuífero.

La longitud de la zona de trabajo bajo aire comprimido debe, naturalmente, ser mínima, pero ha de ser suficiente para dar espacio a las maniobras de inyección y demás necesidades de trabajo.

Ya se dijo en otras partes de este Capítulo que la presión interna de aire no sólo sirve para producir una secuela constructiva en seco, sino que también influye en las presiones que se ejercen sobre el túnel, produciendo situaciones más favorables en muchos casos. A veces, el efecto se ha atribuido a causas tan simples como que la presión de aire expulsa al agua

de los vacíos del suelo alrededor del túnel, secando a éstos y produciendo el correspondiente aumento en resistencia al corte. También se ha dicho (Ref. 47) que la presión de aire contribuye a sostener especialmente a los suelos arcillosos; también parece ser que estos efectos son mucho más notorios en el frente de ataque que en las paredes y en el techo, contribuyendo a aumentar los periodos de acción de puente. El efecto del secado en torno al túnel puede llegar a desarrollar agrietamiento en algunas arcillas y en muchos limos, conduciendo al cabo del tiempo a situaciones muy inestables. Estos problemas obligan a balancear cuidadosamente la presión que se emplee y en túneles de gran diámetro plantean problemas serios derivados de gran diferencia de presión que se requiere entre el techo y el piso.

En túneles en arena permeable, el aire penetra en el material con facilidad y produce una bóveda de material desecado adelante y sobre el frente del escudo. Esta bóveda es el material que ha de ser soportado por un ademe temporal o estabilizado con inyecciones. Sin embargo, como se dijo, si la arena es fina existirá un efecto benéfico de cohesión aparente dentro del domo relativamente desecado, que contribuirá a hacerlo autoportante. Este efecto no se tendrá en las arenas gruesas o en las gravas sin cohesión, con el agravante de que en estos suelos la penetración del aire será muy grande y, por lo tanto, lo será también el volumen del domo que se forme; esta misma permeabilidad hace que sea difícil en estos suelos gruesos mantener una presión de aire constante en la cámara de trabajo. El remedio a estas situaciones ha sido con frecuencia aplicar una capa de arcilla o limo plástico a las áreas expuestas de grava o arena gruesa sin cohesión, a la vez que se lleva el ademe o el revestimiento lo más cerca posible del frente de ataque.

La Ref. 3 ofrece una expresión debida a Schenck y Wagner para calcular el tiempo necesario para que se produzca la desecación de un estrato de suelo de espesor H , bajo la acción de una presión de aire α . Dicha expresión es:

$$t = \frac{1}{2} \frac{H^2}{v_f (\sigma_1 - h_c)} \quad (14-86)$$

donde:

t , es el tiempo necesario para producir la desecación del estrato de suelo.

H , es el espesor desecado.

v_f , es la velocidad de filtración del agua en ese suelo.

h_c , es la altura capilar correspondiente al mismo suelo.

La Fig. XIV-57 (Ref. 46) esquematiza el funcionamiento de las esclusas de comunicación entre la cámara de trabajo, bajo presión de aire comprimido y el resto del túnel, a la presión atmosférica. Este mismo sistema se utiliza como cámara de decompresión para los trabajadores.

Anexo XIV-A

PROBLEMA

Para la construcción de un túnel se llevaron a cabo los trabajos de exploración, muestreo y pruebas de laboratorio que permitieron integrar el perfil geológico a lo largo del eje que se muestra en la Fig. XIV-A.1.

La parte media del valle está formada por un estrato superficial de arcilla blanda, cuya resistencia en prueba de compresión simple fue de 1 kg/cm²; el valor de la cohesión en prueba rápida fue de 0.5 kg/cm². El peso volumétrico húmedo es del orden de 1.7 ton/m³ y el módulo de deformabilidad de 50 kg/cm². Al pie de las montañas se localizó una formación de arena suelta, cuyo ángulo de fricción es de 32°, cuya cohesión es nula y cuyo peso volumétrico es del orden de 1.5 ton/m³.

El túnel en proyecto tendrá una sección transversal circular de 4 m de radio y se ubicará a una profundidad media de 20 m, tanto en el tramo de arcilla como en el de arena.

El nivel de aguas freáticas en todos los casos se localizó bajo la rasante del túnel.

Para el cálculo de las presiones se utilizarán los métodos elásticos, plásticos, de Terzaghi, de Protodiyakonov y de Bierbäumer. Se analizará una sección típica en arcilla y otra en arena.

Solución

I. Análisis elástico y plástico

a) Sección AA' en arcilla

De las ecuaciones de Kirsch (14-13) y suponiendo

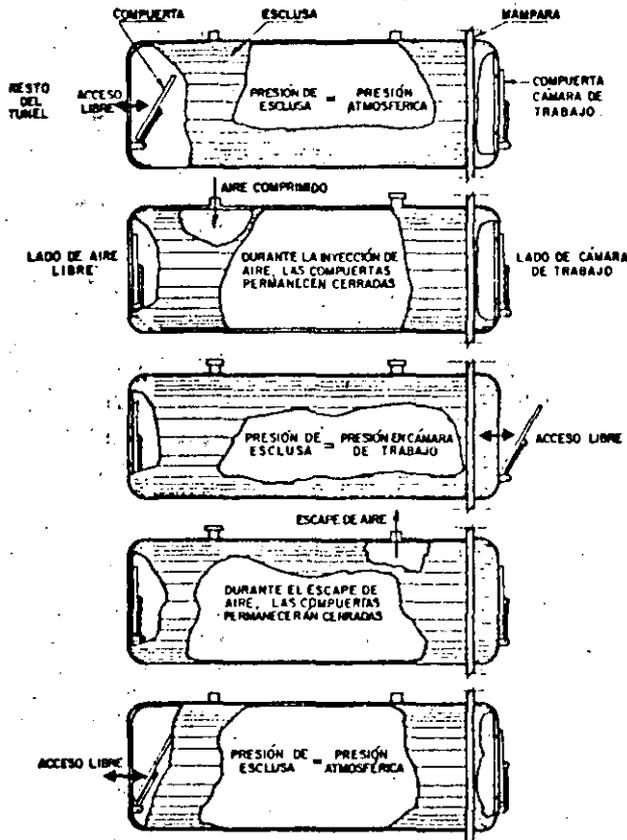


Figura XIV-57. Esquema de la comunicación entre la cámara de trabajo y el resto del túnel (Ref. 46).

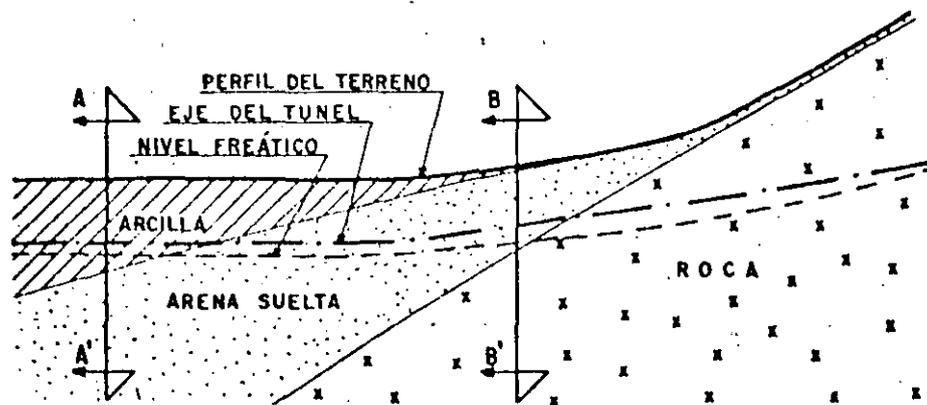


Figura XIV-A.1. Perfil geológico.

un valor de 0.8 para el coeficiente de empuje de tierras K , el estado de esfuerzos en la periferia de la excavación ($a = r$) está dado por las ecuaciones (14-14), y para el caso será.

$$\begin{aligned}\sigma_r = \tau_{r\theta} &= 0 \\ \sigma_\theta &= \sigma_z (1.8 - 0.4 \cos 2\theta)\end{aligned}$$

El esfuerzo circunferencial máximo se presentará cuando:

$$\frac{d\sigma_\theta}{d\theta} = 0 = 0.4 \sin 2\theta$$

de donde:

$$\begin{aligned}\text{Sen } 2\theta &= 0 \\ \theta &= 0^\circ; \quad \theta = 180^\circ \text{ esfuerzo mínimo} \\ \theta &= 90^\circ; \quad \theta = 270^\circ \text{ esfuerzo máximo}\end{aligned}$$

Así, el esfuerzo máximo se presentará a la mitad de la altura de los hastiales y en el caso general valdrá:

$$\sigma_{\theta, \text{máx}} = \sigma_z [(1 + K_0) + 2(1 - K_0)] = \sigma_z (3 - K_0)$$

de donde puede verse que, para que en un túnel dado aparezcan esfuerzos de tensión, es necesario que $K_0 = 3$, lo que implica que los esfuerzos horizontales sean tres veces mayores que los verticales, lo que podrá ocurrir únicamente si existen esfuerzos tectónicos residuales muy importantes.

Para el caso, el esfuerzo máximo circunferencial vale:

$$\sigma_\theta = (3 - K_0) \gamma z = (3 - 0.8) 1.5 \times 20 = 74.8 \text{ ton/m}^2$$

y puesto que la resistencia a la compresión simple es mucho menor

$$q_u < \sigma_\theta$$

$$10 \ll 74.8 \text{ ton/m}^2$$

las paredes del túnel no resistirán y habrá de colocarse un ademe. En este caso ya no es posible el análisis elástico y deberá recurrirse al análisis plástico toda vez que la condición de plastificación se cumple, ecuación 14-19.

$$\begin{aligned}\sigma_\theta - \sigma_r &\geq 2c_u \\ 74 - 0 &\geq 2 \cdot 5 \\ 74 &\geq 10\end{aligned}$$

De aquí en adelante deberá considerarse que $K_0 = 1$, o sea que existe un estado de esfuerzos hidrostáticos en la masa de suelo antes de la excavación del túnel.

Para que no exista ninguna zona plastificada, el ademe deberá ejercer contra las paredes de la excavación un empuje tal que:

$$\begin{aligned}\sigma_\theta - \sigma_r &= 2c_u \\ \sigma_r &= \sigma_\theta - 2c_u \\ \sigma_r &= 74.8 - 10 \\ \sigma_r &= 64.8 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

Si se acepta que puede existir una zona plastificada, bajo deformación impedida, de 10 m alrededor del túnel, entonces:

$$\frac{R}{a} = \frac{10}{4} = 2.5 \text{ m}$$

donde R es el radio de la zona plastificada.

Entrando con este valor a la gráfica de la Fig. XIV-9 se obtiene:

$$\frac{2c_u}{\sigma_\theta - \sigma_r} = 0.35$$

de donde:

$$\sigma_r = \sigma_\theta - \frac{2c_u}{0.35} = 74.8 - \frac{10}{0.35} = 74.8 - 28.6 = 46.2$$

$$\sigma_r = 46.2 \text{ ton/m}^2$$

que es el valor de la presión radial con la que habrá de ser diseñado el ademe, asegurándose que pueda deformarse lo necesario para que se desarrolle la zona plastificada.

b) Sección BB' en arena

Puesto que la arena no presenta ninguna cohesión, en todos los casos requerirá de un ademe. El esfuerzo circunferencial máximo se presenta nuevamente en los hastiales del túnel y suponiendo un valor $K_0 = 0.4$, valdrá:

$$\sigma_\theta = 1.5 \cdot 20 (3 - 0.4) = 78 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando el criterio de fluencia, ecuación (14-26), se obtiene:

$$\sigma_\theta \leq \sigma_r \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} + \frac{2c \cos \phi}{1 - \text{sen } \phi} \leq 0$$

lo que indica la necesidad del ademe y para que no se desarrolle ninguna zona plástica, de acuerdo con la ecuación (14-27):

$$\sigma_\theta \leq \frac{\sigma_r + c \cos \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \frac{\sigma_r}{1 - \text{sen } \phi}$$

de donde:

$$\begin{aligned}\sigma_r &\geq \sigma_\theta (1 - \text{sen } \phi) = 78 (1 - 0.53) = 78 \times 0.47 = \\ &= 36.5 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

Si en este caso se acepta una zona plastificada de 20 m de diámetro, de acuerdo con la ecuación (14-28):

$$R = a \left[(1 - \operatorname{sen} \phi) \frac{\sigma_v + \cot \phi}{\sigma_t + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{2 \operatorname{sen} \phi}}$$

$$20 = 4 \left[(1 - \operatorname{sen} 32^\circ) \frac{78 + \cot 32^\circ}{\sigma_t + 0} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen} 32^\circ}{2 \operatorname{sen} 32^\circ}}$$

$$20 = 4 \left(0.47 \frac{78 \times 1.6}{\sigma_t} \right)^{\frac{0.47}{2 \times 0.53}}$$

$$20 = 4 \left(\frac{58.5}{\sigma_t} \right)^{0.445} \therefore \sigma_t = \left[\frac{(58.5)^{0.445}}{5} \right]^{\frac{1}{0.445}} =$$

$$= \frac{58.5}{\frac{1}{5}} = \frac{58.5}{0.2} = 292.5 \text{ ton/m}^2$$

Resulta evidente que para las arenas, el permitir el desarrollo de una zona plastificada moviliza la resistencia de la arena y la presión sobre el ademe disminuye rápidamente, mientras que en el caso de las arcillas, la disminución de la presión sobre el ademe es mucho más lenta.

II. Método de Terzaghi

a) Sección AA' (Tramo en arcilla)

Para el caso de suelos cohesivos blandos, Terzaghi recomienda considerar que sobre el techo del túnel gravita una masa de suelo de altura H_p , cuyo valor oscila entre:

$$1.1 (B + H_t) < H_p < 2.1 (B + H_t)$$

Si para el caso que se estudia:

$$B = 2r = 2 \times 4 = 8 \text{ m}$$

$$H_t = 2r = 8 \text{ m}$$

Aplicando estos valores a la desigualdad anterior:

$$1.1 (8 + 8) < H_p < 2.1 (8 + 8)$$

o sea:

$$17.6 < H_p < 33.6$$

pero, puesto que en este caso el espesor máximo de cobertura sobre el techo del túnel es:

$$H_{p_{\max}} = 20 - 4 = 16 \text{ m}$$

Tomando en cuenta que el peso volumétrico de la arcilla es 1.7 ton/m³, la presión sobre el techo del ademe será:

$$\sigma_v = 16 \times 1.7 = 27.2 \text{ ton/m}^2$$

b) Sección BB' (Tramo en arena)

$$\gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3$$

En este caso Terzaghi recomienda considerar:

$$0.62 (B + H_t) < H_p < 1.4 (B + H_t)$$

o sea:

$$9.92 < H_p < 22.4$$

y tomando en cuenta la cobertura del túnel:

$$9.92 < H_p < 16$$

por lo que σ_v valdrá

$$14.88 < \sigma_v < 24 \text{ ton/m}^2$$

tomando el valor más alto se obtiene

$$\sigma_v = 24 \text{ ton/m}^2$$

III. Método de Protodyakonov

a) Sección AA' (Tramo en arcilla)

De acuerdo con el método propuesto por Protodyakonov, la presión vertical sobre el techo del ademe vale (ec. 14-49):

$$\sigma_v = \frac{1}{3} \gamma_m \frac{B}{f}$$

donde $\gamma_m = 1.7 \text{ ton/m}^3$

$$B = 8 \text{ m}$$

y el valor de f , coeficiente de resistencia, se puede obtener de la ec. (14-50), donde:

$$f = \frac{c}{q_*} = \frac{5}{10} = 0.5$$

o bien tomar el valor propuesto en la tabla XIV-4, donde:

$$f = 0.3$$

con lo que:

$$\sigma_v = \frac{1}{3} \cdot 1.7 \cdot \frac{8}{0.3} = 13.6 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_v = 13.6 \text{ ton/m}^2$$

b) Sección BB' (Tramo en arenas)

En este caso $f = \tan \phi$ y puesto que $\phi = 32^\circ$,
 $f = 0.625$

que aplicado a la ec. (14-49):

$$\sigma_v = \frac{1}{3} 1.5 \frac{8}{0.625} = 6.4 \text{ ton/m}^2$$

IV. Método de Bierbäumer

a) Sección AA' (Tramo en arcilla)

El espesor de la carga sobre el techo es en este método

$$h = \alpha H$$

donde α es un coeficiente que de la tabla XIV-5; resulta ser:

$$\alpha = 0.85$$

pero, puesto que existe la limitación de que para:

$$\begin{aligned} H &< 5 [2 H, \tan (45^\circ - \phi/2)]; \alpha = 1 \\ H &< 5 \times 2 \times 8 = 80 \\ 16 &< 80 \end{aligned}$$

la cual se cumple; entonces debe tomarse el valor

$$\alpha = 1.0$$

por lo que

$$h = 1 \times H = 16$$

y

$$\sigma_v = \gamma h = 1.7 \times 16 = 27.2 \text{ ton/m}^2$$

valor idéntico al obtenido por el método de Terzaghi:

b) Sección BB' (Tramo en arenas)

Para el caso de arenas, el método de Bierbäumer propone

$$\alpha = 1 - \frac{\tan \phi \tan^2 (45^\circ - \phi/2) H}{B + 2H, \tan (45^\circ - \phi/2)}$$

o sea

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 - \frac{\tan 32^\circ \tan^2 (45^\circ - 16^\circ) 16}{8 + 16 \tan (45^\circ - 16^\circ)} = \\ &= 1 - \frac{0.625 \cdot 0.285 \cdot 16}{8 + 16 \cdot 0.532} \end{aligned}$$

$$\alpha = 1 - \frac{0.173 \cdot 16}{8 + 8.5} = 1 - \frac{2.85}{16.5} = 1 - 0.173 = 0.827$$

y el espesor de la carga sobre el techo valdrá

$$h = \alpha H = 0.827 \times 16 = 13.2 \text{ m}$$

y la presión vertical valdrá

$$\sigma_v = 13.2 \times 1.5 = 19.8 \text{ ton/m}^2$$

V. Método empleado en el túnel de S. Francisco

a) Sección AA' (Tramo en arcilla)

En este caso, la presión vertical simplemente se consideró igual a la presión ejercida por el material de cobertura, o sea:

$$\sigma_r = \gamma z = 1.7 \times 16 = 27.2 \text{ ton/m}^2$$

igual a lo recomendado por Terzaghi y Bierbäumer.

b) Sección BB' (Tramo en arena)

El caso que se analiza corresponde al a de los supuestos en el Metro de San Francisco, por lo que:

$$\sigma_r = (11 + \frac{x}{2}) \gamma + (z + D) \gamma_w$$

donde:

σ_r = Presión radial uniforme sobre el túnel.

x = Distancia en exceso de 11 m entre la clave del túnel y el terreno natural = $16 - 11 = 5$ m.

γ = Peso volumétrico del material, en $\text{ton/m}^3 = 1.5 \text{ ton/m}^3$.

z = Altura del nivel freático sobre el techo del túnel, en metros = 0 m.

D = Diámetro del túnel.

γ_w = Peso volumétrico del agua = 1 ton/m^3 .

Puesto que en el caso que se analiza parece razonable eliminar el segundo término de la ecuación anterior:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= (11 + \frac{x}{2}) \gamma = (11 + \frac{5}{2}) 1.5 = 13.5 \times 1.5 = \\ &= 20.25 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

VI. Cálculo de hundimientos

a) Sección AA', tramo en arcilla

Suponiendo que no se emplea aire a presión y

tomando en cuenta el esfuerzo circunferencial obtenido del análisis plástico, el valor del factor R_s al aplicar la ecuación (14-77) resulta ser:

$$R_s = \frac{\sigma_r - \sigma_t}{c_u} = \frac{34.8}{5} = 6.95 > 1$$

por lo que para calcular el volumen de pérdida del suelo deberá emplearse la ecuación (14-79), con la que se obtiene:

$$V_p = \frac{3 c_u}{E} e^{R_s - 1} = \frac{3.5}{500} e^{6.95} = 11.85$$

De la ecuación (14-82), suponiendo que $K = 1$, el valor de i resulta ser:

$$i = aK \left(\frac{z_0}{2a} \right)^{0.8} = 4 \left(\frac{20}{8} \right)^{0.8} = 8.32 \text{ m}$$

De la ecuación (14-81), igualando el volumen de la depresión al volumen de pérdida del suelo, se obtiene:

$$V_d = V_p = 2.5 i \delta_{\text{máx}}$$

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{V_p}{2.5 i} = \frac{11.85}{2.5 \times 8.32} = 0.57 \text{ m}$$

Hundimiento máximo que se presentará precisamente a lo largo del eje del túnel en la superficie del terreno.

b) Sección BB', tramo en arenas.

Suponiendo que no se emplea aire a presión y tomando en cuenta que el volumen de pérdida de suelo en los casos prácticos de túneles excavados en arena sobre el nivel freático varía en 1% a 3%, se considera adecuado suponer un volumen de pérdida de suelo equivalente al 2% del volumen excavado, o sea:

$$V_p = 0.02 \pi r^2$$

$$V_p = 0.02 \pi 4^2 = 1.0 \text{ m}^3/\text{m}$$

En este caso, utilizando la Fig. XIV-41, se obtiene para i el valor:

$$i = 2.1 \times 4 = 8.4$$

Similar al obtenido anteriormente aplicando la ecuación (14-82).

De la ecuación (14-81), igualando el volumen de la depresión al volumen de pérdida de suelo, se obtiene:

$$V_d = V_p = 2.5 i \delta_{\text{máx}}$$

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{1.0}{2.5 \times 8.4} = 0.0475 \text{ m}$$

valor del hundimiento máximo, que también en este caso se presentará precisamente sobre el túnel.

REFERENCIAS

1. Deere, D. U., Peck, R. B., Monsees, J. E. y Schmidt, B. *Design of Tunnel Liners and Support Systems*. Final Report. Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, Ill., 1969.
2. Peck, R. B. *Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground*. Reporte sobre el Estado del Arte. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Volumen sobre el Estado del Arte. México, D. F., 1969.
3. Szechty, K. *The Art of Tunneling*. Capítulo 3. Akademiai Kiadó, Budapest, 1967.
4. Terzaghi, K. *A Liner Plate Tunnel on the Chicago Subway*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108, 1943.
5. Terzaghi, K. *Shield Tunnels of the Chicago Subway*. Journal of the Boston Society of Civil Engineering, 1942.
6. Terzaghi, K. *Load on Tunnel Supports*. Capítulo 4 de Rock Tunneling with Steel Supports. R. V. Proctor y T. L. White. The Commercial Shearing and Stamping Co. 1956.
7. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. Capítulo IV. Editorial Limusa. México, D. F., 1973.
8. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. Capítulo V. John Wiley and Sons, Inc. 1956.
9. Terzaghi, K. *Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above the Yielding Trap-door*. Memoria del I Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. I, Cambridge, Mass., 1956.
10. Habib, P. *Características fundamentales de las rocas*. Revista Ingeniería. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México, D. F., julio, 1963.
11. Timoshenko, S. y Goodier, J. N. *Theory of Elasticity*. The McGraw Hill Book Co. 1951.
12. Cording, E. J. *The Stability During Construction of Three Large Under Ground Openings in Rock*. Tech. Report I-813. U. S. Army Engineer Waterway Experiment Station, Vicksburg, 1968.
13. Hill, R. *The Mathematical Theory of Plasticity*. Oxford Clarendon Press. 1950.
14. Prager, W. y Hodge, P. G. *Theory of Perfectly Plastic Solids*. John Wiley and Sons, Inc. 1961.
15. Obert, L. y Duvall, W. I. *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
16. Sirieys, P. M. *Champs de contrainte autour des tunnels circulaires en elastoplasticité*. Rock Mechanics and Engineering Geology. Vol. II. Nº 1. 1964.
17. Hobbs, D. W. *A Study of the behavior of a Broken Rock under Triaxial Compression, and its Application to Mine Roadways*. Intern. Jour. of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol. V. Nº 3. 1966.
18. Escalante, E. *Estudio comparativo de teorías usadas para el diseño del revestimiento de túneles profundos*. Tesis Profesional (Director: Prof. Nestali Rodríguez Cuevas). Facultad de Ingeniería de la UNAM. No. 1971.
19. Hewitt, B. H. M. y Johannesson, S. *Shield and Compressed Air Tunneling*. The McGraw Hill Book Co. 1922.
20. Spangler, M. G. *Soil Engineering*. International Text-book Co. 1960.
21. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. Capítulos X y XVII. John Wiley and Sons, Inc. 1943.
22. Balla, A. *Rock Pressure Determined from Shearing Resistance*. Proc. International Conference on Soil Mechanics. Budapest, 1963.

23. Coates, D. F. *Classification of Rock for Rock Mechanics*. Congreso Internacional de Mecánica de Rocas y Ciencias de Minería. Vol. I. N° 3. 1964.
24. John, K. W. *An Approach to Rock Mechanics*. Journal A.S.C.E. N° 88. SM 4. 1962.
25. Deere, D. U. *Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes*. Felsmechanik und Ingenieurgeologie. Vol. 1, N° 1. 1963.
26. Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D. y Cording, E. J. *Design of Surface and Near-surface Construction in Rock*. Proc. VIII Symposium on Rock Mechanics. The American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, Inc. New York, 1967.
27. Coates, D. F. *Rock Mechanics Principles*. Department of Mines and Technical Surveys Branch. Monografía 874. Ottawa, 1965.
28. Scott, J. H. y Carroll, R. D. *Surface and Underground Geophysical Studies at the Straight Creek Tunnel Site, Colorado*. Highway Research Record N° 185. HRB. 1967.
29. Broms, B. B. y Bennermark, H. *Stability of Clay in Vertical Openings*. Journal A.S.C.E. Vol. 93. SMI. 1967.
30. Ward, W. H. y Thomas, H. S. H. *The Development of Earth Loading and Deformation in Tunnel Linings in London Clay*. VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. Montreal, 1965.
31. Eden, W. J. y Bozozuk, M. *Earth Pressure in Ottawa Outfall Sewer Tunnel*. XXI Canadian Soil Mechanics Conference. Winnipeg, 1968.
32. De Beer, E. E. y Buttiens, F. *Construction de reservoirs pour hydrocarbures liquéfiés dans l'argile de Boom a Anvers*. Travaux. Sept. y Oct., 1966.
33. Cravioto, J. M. y Villarreal, A. *Experiencia reciente en la construcción de túneles y lumbreras en la Ciudad de México*. Publicación de la Constructora Estrella, S. A. México, D. F., 1969.
34. Abel, J. F. *Tunnel Mechanics*. Quarterly Colorado School of Mines. Vol. 62. N° 2. Denver, 1967.
35. Burke, H. H. *Garrison Dam Tunnel Test Section Investigations*. Journal A.S.C.E. SM4. 1957.
36. Kérisel, J. *Poussée des Terres sur les Ouvrages et Tunnel*. Reporte General. IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Londres, 1957.
37. Peck, R. B., Deere, D. U., Monsees, J. E., Parker, H. W. y Schmidt, B. *Some Design Considerations in the Selection of Underground Support Systems*. Final Report. Department of Civil Engineering, University of Illinois. Urbana, Ill., 1969.
38. Riley, W. F. *Stresses at Tunnel Intersections*. Journal A.S.C.E. Vol. 90. EM2 (Engineering Mechanics Division), 1964.
39. Schmidt, B. *Settlements and Ground Movements Associated with Tunneling in Soil*. Tesis Doctoral. Universidad de Illinois. Urbana, Ill., 1969.
40. Moretto, O. *Discusión de panel*. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Sesión IV. México, D. F., 1969.
41. Tinajero, J. y Vieitez, L. *Asentamientos en la vecindad de túneles con escudo*. IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. San Juan, Puerto Rico, 1971.
42. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos, Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. Capítulo XII. Edit. Limusa. México, D. F., 1973.
43. Marsal, R. J. y Marari, M. *El subsuelo de la Ciudad de México*. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. México, D. F., 1969.
44. Farjeat, E. *Excavación con escudos*. Solum, S. A. Publicación especial. México, D. F., 1973.
45. Paniagua, W. y Tinajero, J. *Excavaciones con escudo para el Metro de la Ciudad de México*. Publicación de Solum, S. A. México, D. F., 1971.
46. Ayestarán, L. *Aire comprimido en túneles*. Publicación interna de Solum, S. A. México, D. F., 1974.
47. Richardson, H. W. y Mayo, R. S. *Practical Tunnel Driving*. The McGraw Hill Book Co. 1941.



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

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

A N E X O S

M. EN I. GABRIEL GARCÍA ALTAMIRANO

O C T U B R E, 1984

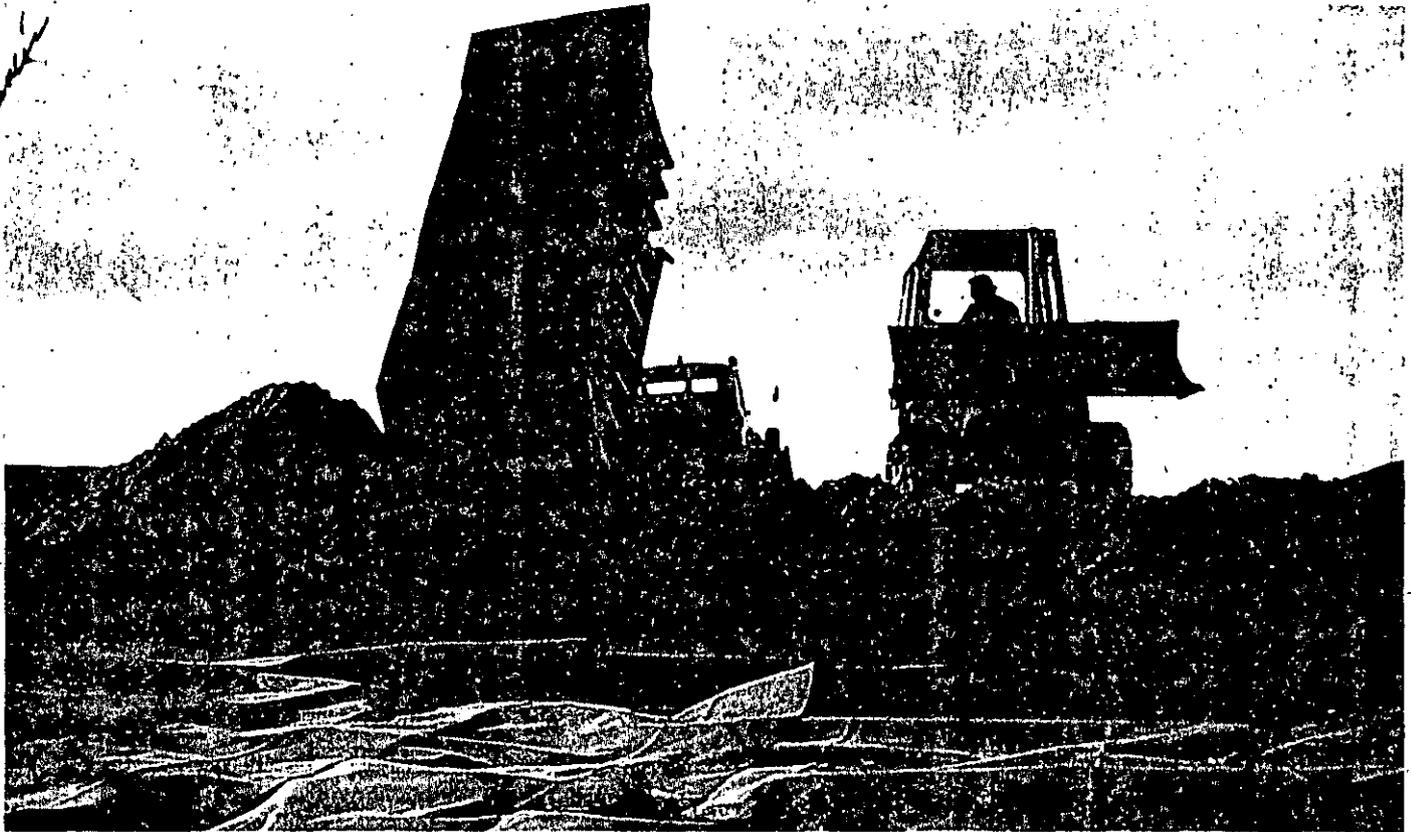


Netlon in ground restraint and soil reinforcement

CORPORACION DE INGENIERIA, S. A.
BLVD. ADOLFO LOPEZ MATEOS 1884
MEXICO 19, D. F.
APDO. POSTAL 60-549 Z. P. 68
Tels. 598-01-27 y 598-01-11



*Folleto
Ing. Garcia*



Road construction over soft ground



Ground restraint

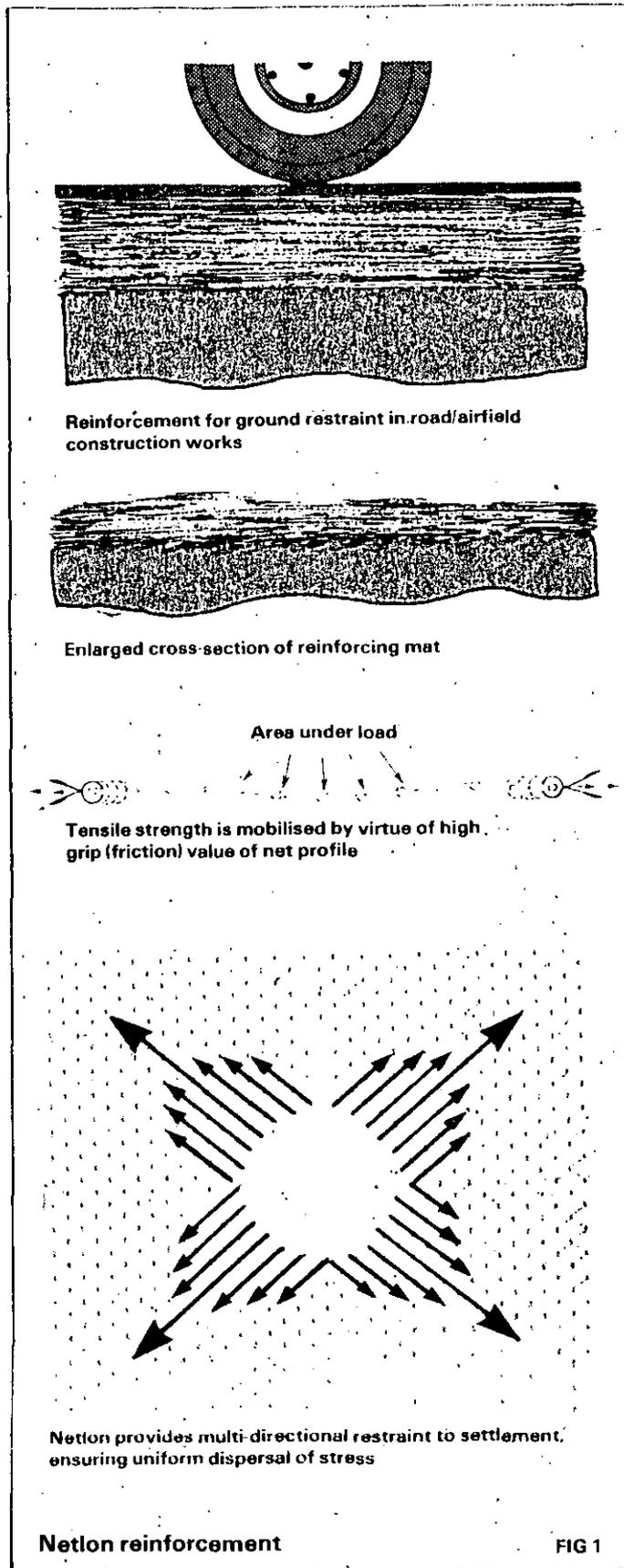
A stable foundation is the starting point for the design and construction of any structure, and the optimum solution in terms of both engineering and economic consideration is ultimately dependent on the soil characteristics and its capacity to accept the required load pattern.

Methods of increasing the bearing capacity of soils by compaction, drainage, or chemical stabilization are well known, and in recent years interest has been shown throughout the world in the method of ground restraint using structural membranes. Ground restraint is not a new concept. It has been in use in the form of fascines (woven brushwood matting) for centuries, and has proved successful in providing a stable foundation for earthworks over indifferent ground conditions.

Netlon ground restraint netting performs a similar function in providing a stable foundation with many applications and advantages:

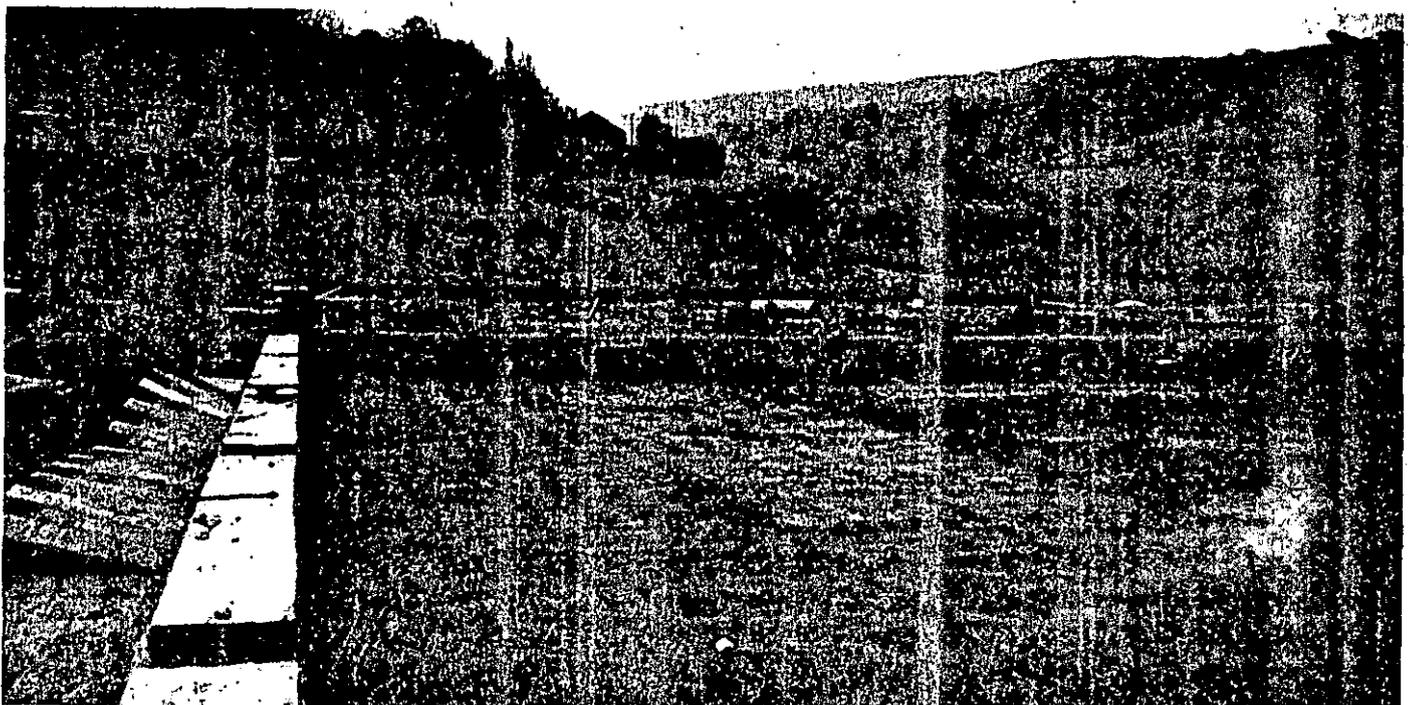
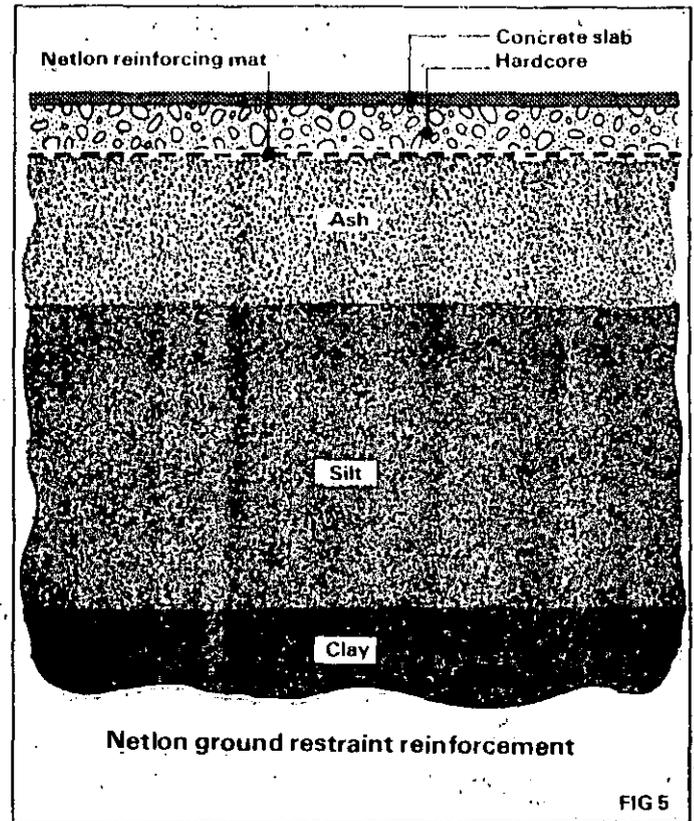
- a) It prevents loss of sub-base material into the sub-grade.
- b) It distributes load uniformly over a wide area by virtue of its stiffness, and thereby reduces differential settlement.
- c) It adds to the shear strength of the soil by virtue of its high tensile strength fully mobilised by the high friction value of the net profile (fig 1).
- d) Its net structure allows more rapid dissipation of pore water pressure.

The following pages describe some of the applications for which Netlon reinforcement is particularly suitable and illustrates its successful use.



Factory foundations

Netlon provides an effective and economical method of improving load distribution over large heavily loaded areas of made up ground. Foundation design of industrial structures can be greatly simplified by the adoption of ground restraint techniques, to improve the bearing capacity of the soil, thus obviating the need for expensive foundation systems (fig 5).



Netlon in the construction of factory foundations on made up ground

Reinforced concrete slabs, supported on a bed of hardcore reinforced with Netlon to eliminate local settlement, and improve load distribution.

Earth works Stabilisation

The construction of elevated earthworks as foundations for highways, railways or industrial developments or as protective bunds in flood areas have a common factor — they all require large quantities of fill material. This in itself can pose problems, with regard to the source, the quantity and the quality available.

The creation of borrow pits and quarry faces by the excavation of large quantities of soil create problems of their own. It is therefore both economically and environmentally desirable to keep earthworks to a minimum.

The conventional method of constructing to a stable slope for a given height, or adding berms to the toe, can involve considerable expense in materials, plant, construction time and extension to the base area of the embankment (fig 7). Other methods including soil admixture, sandwich construction and chemical stabilization, can be equally costly in time, materials and supervision.

The method of stabilisation of embankments by soil reinforcement in the form of 'fascines' (woven brushwood matting) arranged in layers within the bank construction is well known, and during the past decade similar methods have been applied using a high strength, high grip Netlon mesh reinforcement.

Netlon mesh reinforcement provides a practical and permanent solution to the problems of stability, enabling banks of simple and economical cross section to be constructed to the required heights. The mesh is placed horizontally at the base of the embankment, and thereafter in layers at calculated heights as construction proceeds, extending from the face of the slope to a grip length beyond the calculated slip plane. Netlon mesh reinforcement adds a high tensile resistance to the shear strength of the soil. This resistance is achieved by virtue of

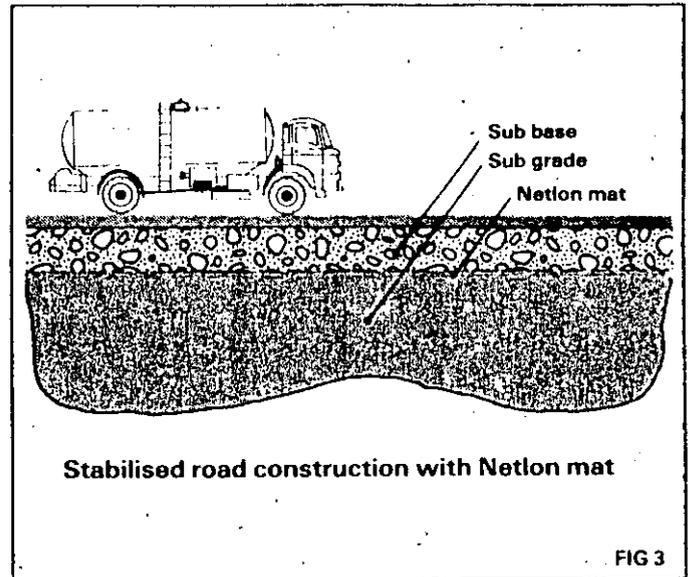
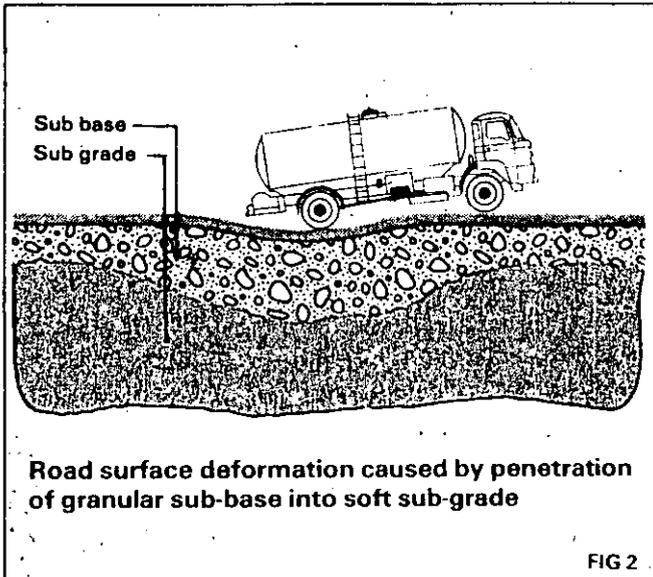
Formation widths and heights are usually dictated by design requirements and local topography, and the steepness of the slopes by the mechanical properties of the fill material and bearing capacity of the foundation. While different criteria are used to calculate (a) the slope angles and (b) the heights of embankments made respectively from sandy and clay soils, failure of earth slopes is generally assumed to occur along a circular plane. A portion of the bank slips downwards and heave occurs at the toe (fig 6).

Locating fill material for the construction of embankments can be a problem and frequently the only source of material available in economic quantities is soil of widely different properties. The Engineer is then faced with evaluating the options of soil admixtures, means of soil stabilisation, or the construction of berms or low angles of slope.

the friction developed between the net structure and the soil (fig 8).

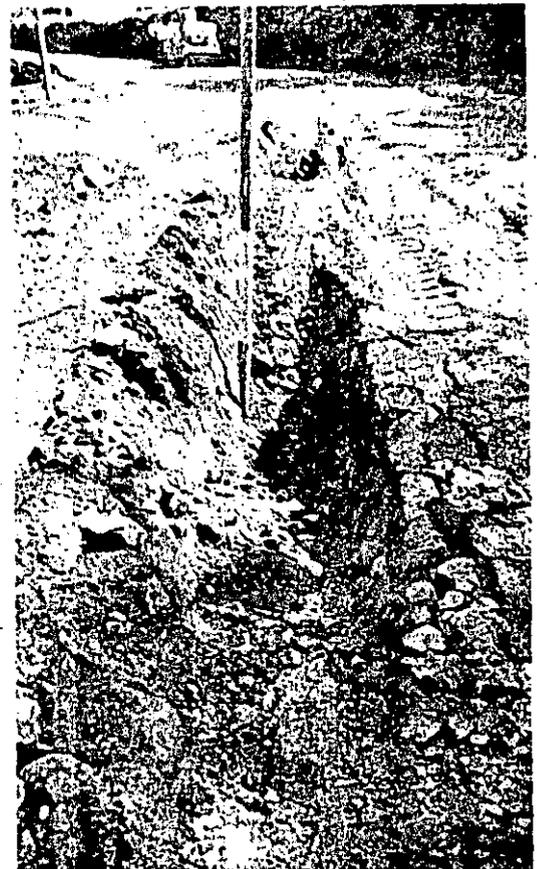
The layers may be continuous throughout the width of the bank cross section or curtailed a grip length beyond the calculated plane of failure, dependent upon the stability analysis and location of failure planes.

Netlon enables high angles of slope to be achieved, reduces earthworks volume and land-take areas. It encourages uniform load distribution, and dissipates pore water pressure more quickly. It is lightweight, easy to transport and handle and is simple and quick to install.



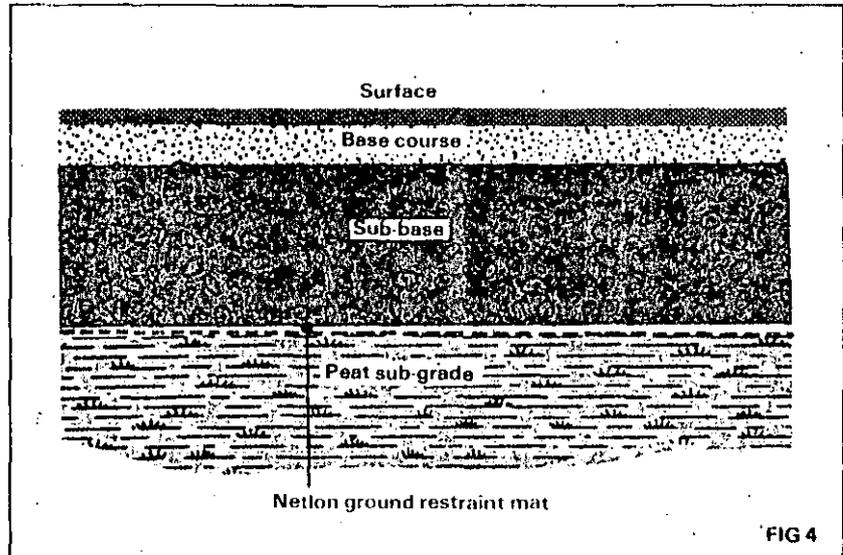
The loss of sub-base material into a soft sub-grade seriously affects the load bearing capacity of the road construction, and in the absence of timely and costly maintenance, deterioration increases until ultimately failure occurs (fig 2). The photographs below illustrate the type of failure shown in fig 2, (which occurred in spite of the use of a non-woven textile membrane).

Netlon ground restraint netting laid at the sub-grade/sub-base interface prevents the penetration of sub-base material into the sub-grade, and increases the bearing capacity of the sub-grade thereby reducing the design thickness of the road base construction (fig 3).

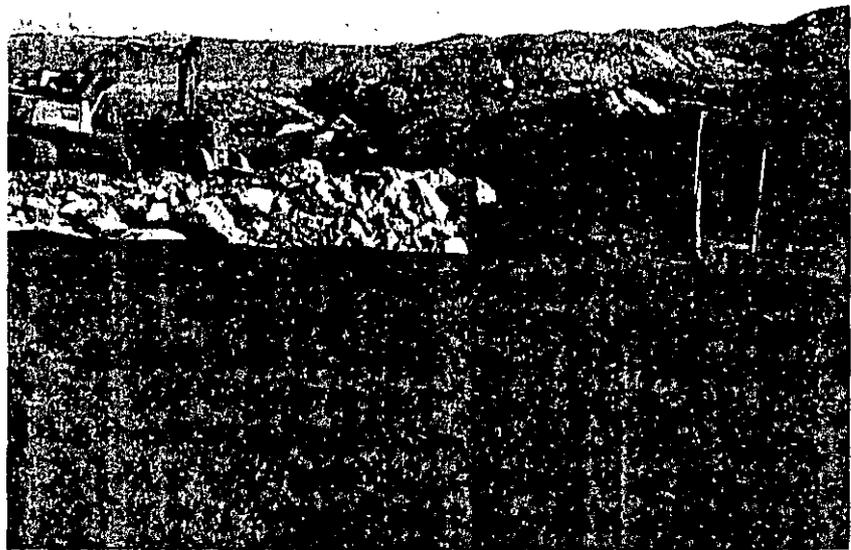


Road construction

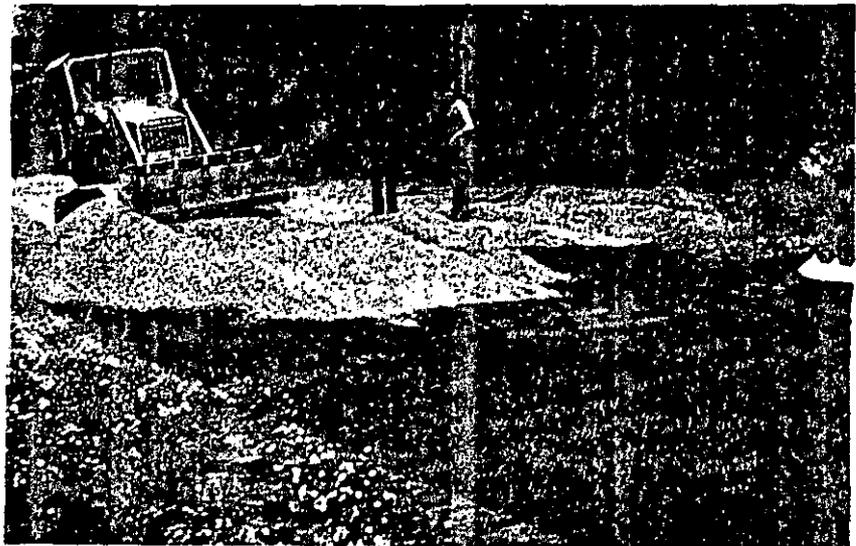
Netlon ground restraint mat is particularly effective as a foundation medium on marshlands and peat. It can be laid directly on the sub-grade without any surface preparation. Because of its net structure, Netlon settles on the ground without 'rutting' and road construction can be commenced immediately (fig 4).

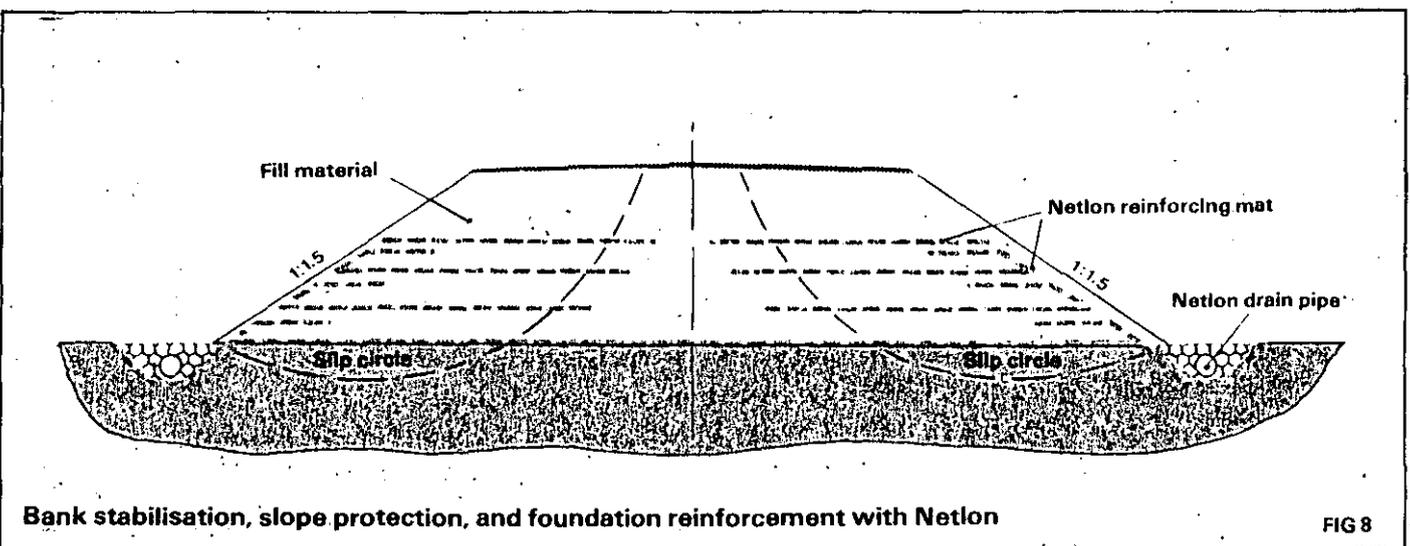
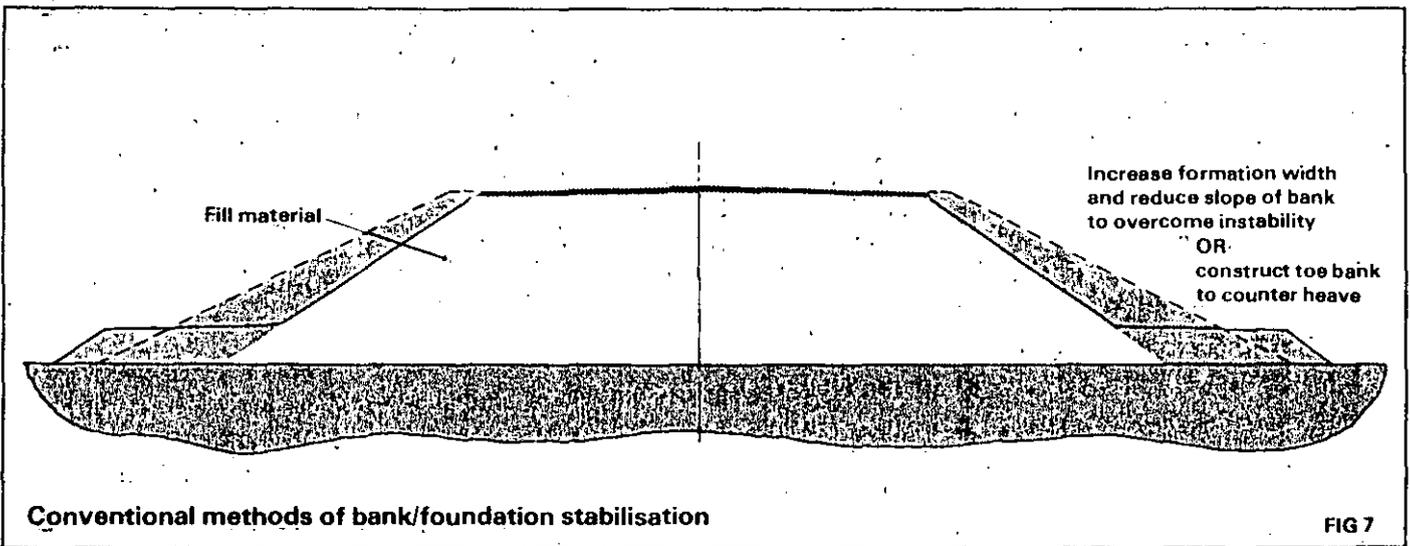
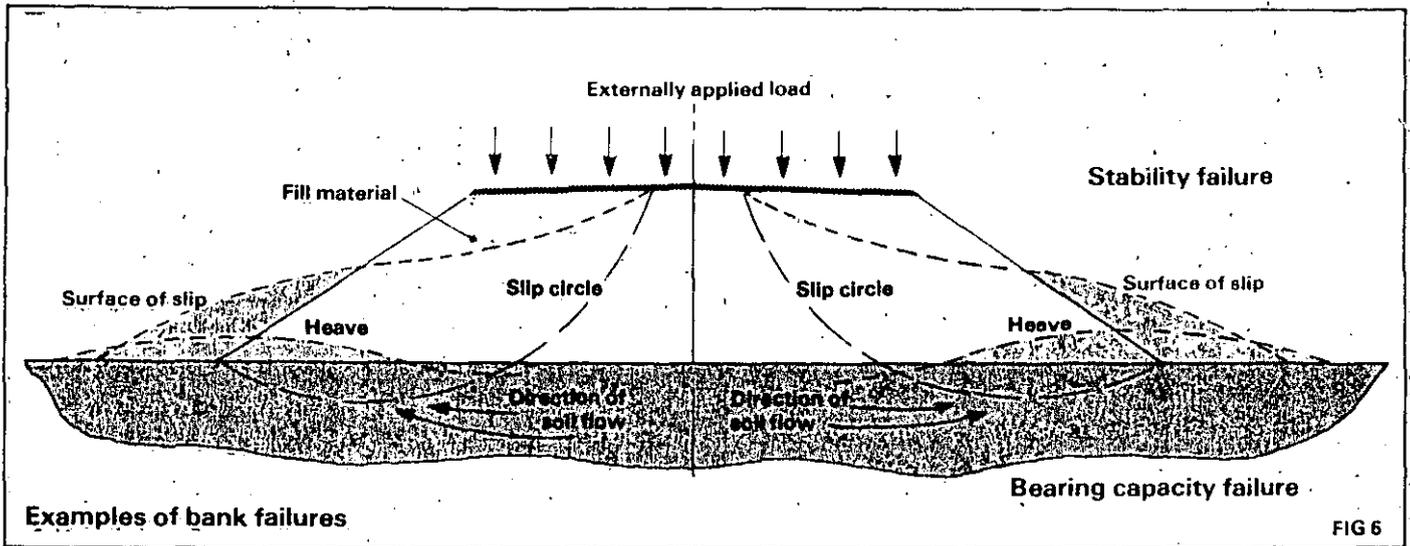


Netlon in the construction of a permanent carriageway over peat. The peat varied in depth between 2m — 4m and in areas of greatest depth it was in a highly mobile, almost liquid, condition.



Netlon in the construction of hardstandage and access roads, cut into a steeply sloping embankment.





Railway construction

With the increased dynamic forces resulting from the trend towards higher speeds, there is a need to improve and maintain track to a higher standard. To achieve the design objectives of track stability under high vertical and lateral forces, passenger comfort and ease of maintenance, consideration must be given not only to the geometry and composition of the track and its sub-structure, but also to the earth works below, which must ultimately bear the applied load.

Problems caused by differential settlement or penetration of the ballast in to the sub-grade (fig 9), affect the life of the track components, passenger comfort and traffic safety. Netlon laid at the sub-ballast/sub-grade interface prevents ballast loss, distributes loads uniformly over a greater area, thus reducing stresses and strains in the soil, and protects against tension cracks in the sub-grade (fig 10).

Embankment stability is governed by the ratio of the restoring moment, a function of soil strength, to the disturbing moment, which is the function of the dead and imposed loads. For safety, the ratio must be significantly greater than unity, and the possibility of future increases in live load should not be overlooked. Netlon provides an effective means of increasing the factor of safety, by virtue of the friction induced tensile resistance mobilised under load, without additional earthworks.

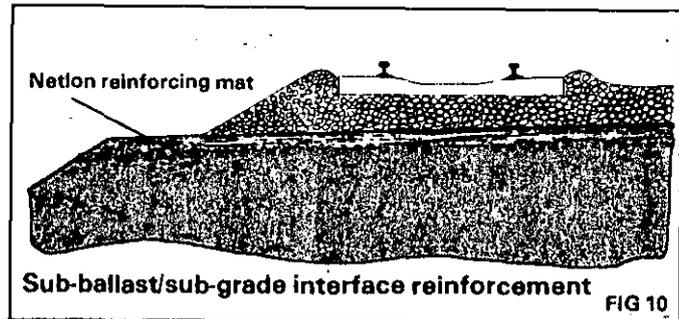
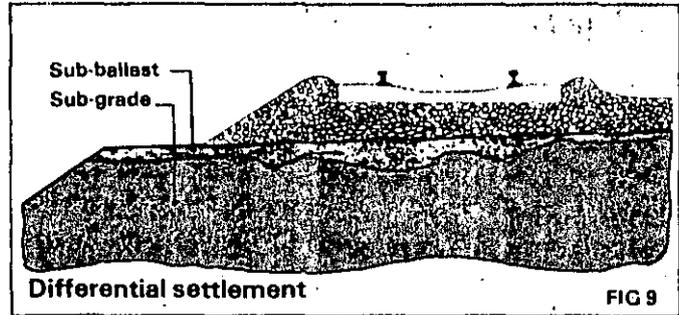
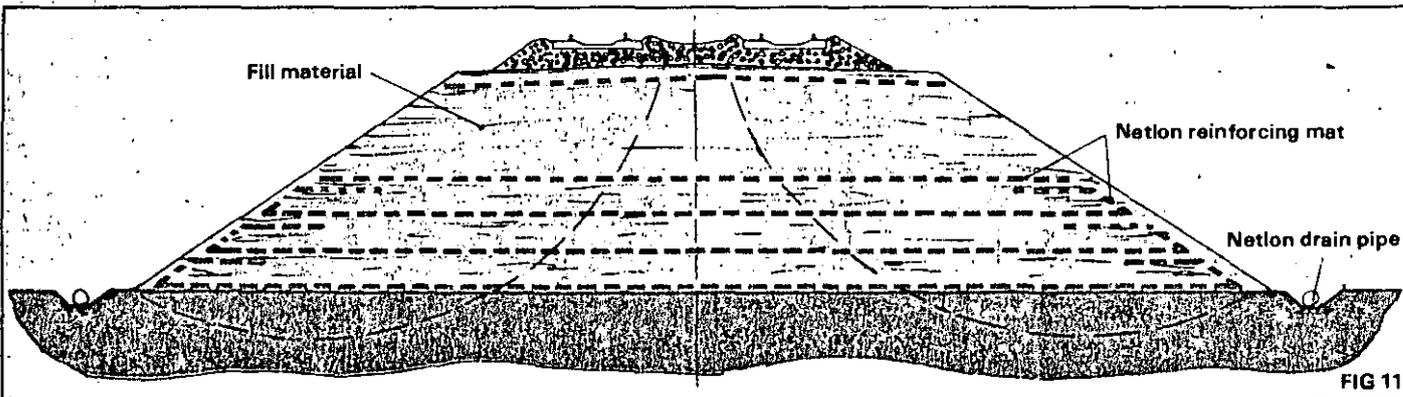


Fig 11 illustrates a similar concept, with the top unreinforced section of optimum height supported by a reinforced section below. The reinforcement may be continuous, or curtailed a grip length beyond the slip circle, and either straight ended or returned up the slope depending on the relative positions of the slip circle for each side of the bank, and the possibility of slope erosion.



Prevention of slope erosion



Netlon Limited

Civil Engineering Department
Mill Hill, Blackburn BB2 4PJ
Telephone 0254 62431 Telex 63313

'Netlon' is the registered trade mark
for integrally extruded mesh

Designed and printed in England by
Revell & George Limited Manchester M4 6JD



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

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

SIMPOSIO SOBRE COMPACTACION DE
SUELOS

OCTUBRE 1984

12/25/80

SIMPOSIO SOBRE COMPACTACION DE SUELOS

Asociación Mexicana de Caminos

México D F., 11 a 12 agosto 1980

SELECCION Y USO DE MATERIALES PARA

TERRAPLENES Y ENROCADOS

Raúl J Marsal

Investigador del Instituto de Ingeniería, UNAM

CARACTERISTICAS DE LAS VIAS TERRESTRES

DISEÑO GEOMETRICO

Velocidad de circulación

Carga máxima

Densidad de tráfico

FACTORES AMBIENTALES

Topografía

Hidrografía

Geología

Clima

DISEÑO GEOMETRICO + FACTORES AMBIENTALES definen el trazo de la carretera o vía férrea y las dimensiones de las estructuras (pavimento, puentes, cortes, terraplenes o enrocados, obras de drenaje)

NOTA: Cimentación y materiales de construcción variables a lo largo de la ruta. Actitud del especialista en Geotecnia, dinámica y flexible

SELECCION Y USO DE MATERIALES PARA TERRAPLENES Y ENROCADOS

CONTENIDO

INTRODUCCION

CARACTERISTICAS DE LAS VIAS TERRESTRES

CLASIFICACION Y SELECCION DE MATERIALES

USO DE SUELOS Y ENROCAMIENTOS

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

INTRODUCCION

Hablaré de un tema interesante para los ingenieros a cargo de la construcción de carreteras o vías férreas: la selección y uso de los materiales que se requieren para formar terraplenes o enrocados*. Lo haré desde un ángulo quizá diferente del especialista en el tema, con la ingenuidad del que tiene conocimientos generales de la mecánica de suelos y cierta experiencia en el área de presas de tierra y enrocamiento. Intencionalmente dejaré en manos más avezadas el tratamiento de bases y subbases, y supondré que el trazo de la ruta no requiere cortes que ameriten análisis de estabilidad, ni se apoya en cimentaciones problemáticas por insuficiencia de capacidad portante o compresibilidad excesiva. En cambio examinaré asuntos que, supongo, constituyen la labor diaria del grupo residente de cami

* Se usa el término *enrocado* como sinónimo de pedraplén o estructura formada con enrocamiento.

nos o ferrocarriles, empeñado en lograr una infraestructura térrica competente y acorde con los objetivos de la obra. Cuenta el ingeniero con el dibujo geométrico, información preliminar sobre geología superficial y suelos característicos de la región, y dispone de equipo para explorar y obtener muestras, un modesto laboratorio de campo y especificaciones de construcción. Implícitamente estoy imaginando que dicho ingeniero maneja con habilidad los conceptos fundamentales de la geotecnia y está auxiliado por personal capacitado en la realización de ensayos relacionados con los estudios y control de campo.

CARACTERISTICAS DE LAS VIAS TERRESTRES

El trazo y especificaciones de una carretera o vía férrea están determinados por razones sociales y económicas. La tendencia moderna, salvo en caminos de penetración, es construir estructuras que admitan el tránsito de vehículos a velocidad relativamente alta y carga pesada, lo cual impone condiciones de diseño geométrico (radios de curvatura, ancho, peraltes, etc) tales que, en terrenos accidentados como los de México, demandan la construcción de terraplenes y cortes de gran porte. La economía de la ruta así concebida reside en el empleo racional de los materiales provenientes de las excavaciones y los de explotación más cercanos. Aquí es donde la geotecnia juega un papel importante, al seleccionar y establecer la forma de colocación de suelos y enrocamientos de modo que la infraestructura sea una masa estable y poco deformable. Los problemas de es-

tabilidad y drenaje de los tramos alojados en corte son igualmente importantes, pero quedan fuera del temario previsto para este simposio.

En las vías de primer orden, el conocimiento de las características mecánicas de los materiales disponibles es esencial para construir económicamente el terraplén o pedraplén adecuado a las necesidades de la obra. A nivel de factibilidad, se requiere el concurso de los especialistas en topografía, estructuras, geotécnica y métodos constructivos, a fin de seleccionar, con base en la información preliminar y las observaciones de campo, el trazo más conveniente. El justo-balance de factores, como son el movimiento de tierras y rocas, tipo y dimensión de puentes y estructuras menores, características de materiales y formaciones afectadas por cortes, constituye el fundamento de una selección apropiada del trazo y el concepto orientador de estudios posteriores en las fases de diseño y construcción.

La complejidad y la probable variación del ambiente físico en que se desarrolla la obra es otra característica de las vías terrestres; en este sentido difiere notablemente de las situaciones que enfrenta el ingeniero que diseña o construye presas, puentes, puertos o estructuras de un conjunto industrial. A semejanza de los canales y conducciones para riego, abastecimiento de agua y navegación, las carreteras y vías férreas suelen apoyarse en formaciones geológicas y atravesar regiones de

clima muy diversos. Ambos factores influyen en las características de los materiales y métodos de colocación recomendables para formar la infraestructura de dichas estructuras. Los mapas de geología regional y los levantamientos particulares del proyecto, así como las observaciones recabadas en el campo por el especialista en mecánica de suelos y rocas, pueden ser suficientes para programar las campañas de estudios previos al diseño y durante la construcción. Los primeros son necesarios para mejorar la información preliminar sobre características de los materiales que se excaven en cortes o exploten en préstamos, a fin de elaborar las especificaciones aplicables al caso, con la flexibilidad y las reservas que este amerita; los segundos son los que realiza oportunamente la residencia de la obra, para definir el método idóneo de colocación de los materiales que se van encontrando en el proceso constructivo. Debe tenderse a reducir el número de sondeos de exploración y muestreo en la fase de estudios previos, pues los objetivos son: diseñar genéricamente la infraestructura a lo largo de la ruta, identificar materiales que requieran investigación específica y adoptar normas para contratar la obra. La estratigrafía y clasificación de los suelos o rocas muestreados constituyen las bases para evaluar propiedades indicativas del tratamiento que conviene aplicar o las razones para desechar el material; sin embargo, será recomendable determinar las curvas de compactación y expansión de ciertos suelos cuyo comportamiento es po-

4a

NIVELES DE ESTUDIO GEOTECNICO

FACTIBILIDAD

Observaciones de campo realizadas por el grupo de especialistas encargado de definir el trazo de la vía terrestre

DISEÑO

Exploración, muestreo y ensaye de *especímenes representativos* de los suelos y rocas típicos a lo largo de la ruta

CONSTRUCCION

Sondeos complementarios y pruebas de laboratorio para seleccionar materiales, diseñar terraplenes o enrocados y establecer normas de compactación. Control de colocación

co conocido. Por otra parte, los estudios paralelos a la construcción son los necesarios para rectificar las normas del proyecto a medida que se descubren deficiencias inevitables en las investigaciones precedentes (factibilidad y diseño); el énfasis debe recaer en la disposición estratigráfica y la calidad de los suelos componentes, incluyendo el contenido de agua natural. Con estos datos y otras determinaciones que se analizarán más adelante, la residencia de la obra establece las condiciones adecuadas de explotación, procesamiento y compactación del material; para tal fin necesita contar con equipo y personal capacitado.

Los comentarios anteriores sugieren que el proceso de planeación, diseño y construcción de una vía terrestre comprende tres etapas de captación de los datos necesarios para conocer con aproximación suficiente las características de suelos y rocas que se pueden emplear en la infraestructura; la primera, de gran visión en que el personal más experimentado examina y da los lineamientos generales de la obra; en la segunda, a cargo del especialista en estructuras térreas, se dimensiona y especifica atendiendo las condiciones de diseño geométrico y las observaciones sobre el empleo de los materiales disponibles; finalmente, y ya en la fase de construcción, la residencia de la obra complementa y precisa la información geotécnica para ajustar las recomendaciones de colocación de suelos y enrocamientos a la realidad física del medio en que se efectúa la obra. Si bien esta metodología no difiere esencialmente de la que se aplica en otro tipo de estructuras, para el caso de vías terrestres tiene modalidades particulares, debido a variaciones frecuentes en la condición del terreno; debe ser por tanto, más dinámica y flexible. Me parece ilusorio el intento de suplir con normas cada vez más elaboradas y pormenorizadas las múltiples posibilidades que ofrece la naturaleza. Creo que la alternativa lógica es la capacitación de ingenieros y técnicos, particularmente los respon-

sables de los frentes de trabajo, para que ciñéndose al espíritu de las especificaciones generales de diseño puedan encontrar soluciones adecuadas a cada situación de ese ambiente cambiante, solo condicionados por el trazo y la contratista que son los componentes casi intocables del sistema; y digo *casí*, pues suelen presentarse casos imprevistos en que lo razonable es "borrón y cuenta nueva".

CLASIFICACION Y SELECCION DE MATERIALES

Antes de tratar aspectos prácticos de la compactación en terraplenes y enrocados, es conveniente examinar algunos criterios generales relativos a la selección de los suelos y rocas que se excaven en cortes o exploten en préstamos a lo largo de la ruta. Dividiré el análisis de estos conceptos en dos grupos según se trate de suelos o de enrocamientos, pues tanto la exploración, como el muestreo y el ensaye tienen modalidades propias en cada caso. Es oportuno aclarar que, independientemente el tipo de material, el proceso a seguir en las operaciones debe ser selectivo. Por tanto, es recomendable localizar los sondeos en la etapa de estudios previos con base en las observaciones del grupo de expertos encargado del trazo inicial, y a su vez, las exploraciones complementarias apoyarlas en los resultados obtenidos a nivel de diseño. Es común que no se tomen en cuenta las indicaciones de las primeras por considerarlas demasiado vagas y los datos de la segunda campaña por inconsistentes; y así, con otro criterio, se promueve un tercer programa de exploraciones desvinculado de las anteriores. Este modo de proceder es repetitivo e ineficiente.

Suelos

Los materiales que reciben esta denominación según la nomenclatura del sistema unificado de clasificación, en general son

6a

SUELOS (Nomenclatura SUCS)

GRANULARES . GW , GP , SW , SP

Bajo o nulo contenido de finos . Comportamiento friccio-
nante . Baja compresibilidad mediante *compactación*
vibratoria

DE FRONTERA . GC , GF , SC , SF

Contenido de finos menor de 50 por ciento . Baja o mediana
plasticidad . *Compactación por amasado y presión* para
reducir apreciablemente la compresibilidad

FINOS . ML , CL , OL , MH , CH , OH

Contenido de finos mayor de 50 por ciento . Comportamiento
cohesivo . Mediana a alta compresibilidad . *Compactación*
por amasado

aceptables para la construcción de terraplenes; sin embargo algunos por su alto contenido de materia orgánica (turbas) y otros por su excesiva plasticidad y compresibilidad (CH y MH con $w_L > 100\%$ y w_n del mismo orden), no se consideran apropiados para tal propósito. Los suelos granulares (gravas y arenas) con bajo contenido de finos constituyen el grupo que plantea menos dudas en cuanto a comportamiento mecánico y al tratamiento que requieren para obtener masas resistentes y poco deformables. Como es sabido los materiales de este grupo son esencialmente friccionantes, de permeabilidad media a alta y baja compresibilidad, cualidades que dependen en gran medida de la composición granulométrica, la naturaleza de los finos y la densidad o compacidad relativa. La compactación por medio de equipos vibratorios es la más eficiente en este caso, particularmente si el suelo está bien graduado. La segregación por tamaños que ocurre durante las operaciones de descarga y formación de capas es la responsable de deformaciones inesperadas por migración de los granos dentro de la masa. La erosión por lluvia en la superficie expuesta del terraplén es otra desventaja, pero como la anterior, subsanable mediante la aplicación de ciertas providencias que se indicarán más adelante.

Existe amplia información sobre las propiedades mecánicas de los materiales granulares (Taylor, 1948; Terzaghi y Peck, 1968), así como también correlaciones entre el ángulo de fricción, compresibilidad y densidad relativa, aplicables a la resolución

de problemas prácticos. Con tal objeto, es necesario conocer la granulometría del suelo y estimar la compacidad esperada a través de la compactación, esta última sujeta a rectificación durante el proceso constructivo mediante determinaciones del peso volumétrico seco en el terraplén. En consecuencia, los ensayos de laboratorio y campo necesarios para evaluar las propiedades mecánicas y verificar la colocación de materiales granulares con bajo contenido de finos son sencillos: composición granulométrica por el procedimiento de mallas, densidad de sólidos, relaciones de vacíos en los estados denso y suelto, y peso volumétrico seco *in situ* por medio de calas.

De acuerdo con el sistema unificado de clasificación, se incluyen en el grupo de suelos antes descrito a los que contienen un porcentaje de partículas arcillosas y limosas menor de 50; esta es la fracción que pasa la malla No 200, genéricamente llamada *finos* del material. Estudios de alcance limitado por el reducido número de pruebas y suelos ensayados (Marsal y Fuentes, 1976), demostraron que la influencia de la matriz limosa o arcillosa puede ser significativa cuando el contenido excede en 15 o 20 por ciento; este efecto resulta más notorio si la fracción gruesa compuesta por granos de arena y grava está bien graduada. Por tanto, es muy probable que el comportamiento mecánico de materiales granulares (GC, GF, SC y SF) que tienen de 10 a 50 por ciento de finos y que denominaré *suelos de frontera*, sea regulados por las propiedades de la *mátriz limosa*.

arcillosa, en cuanto a compactación, resistencia al corte y compresibilidad. Si la fracción que pasa la malla No 200 no exhibe plasticidad, o sea que es esencialmente arena fina, son aplicables los conceptos relativos a medios granulares limpios. Los suelos de frontera tienen características semejantes a los clasificados como finos que se analizan a continuación; en muchos casos, según la composición granulométrica y la proporción relativa de las fracciones arenosa y arcillosa, será necesario realizar ensayos específicos para determinar sus propiedades. Las pruebas de identificación de campo (Bertram, 1961) realizadas cuidadosamente, suelen ser suficientes para distinguir entre suelos de frontera y granulares, así como evaluar la naturaleza de lo finos.

El otro gran grupo contemplado por el sistema unificado de clasificación es el de los suelos finos; pueden tener hasta 50 por ciento de arena y son más o menos cohesivos, dependiendo de la proporción limo-arcilla y la composición mineralógica de las partículas arcillosas (montmorilonita, ilita, caolinita). Las pruebas de movilidad del agua intersticial, resistencia en seco y plasticidad, son las señaladas para identificar en el campo la calidad de los materiales incluidos en este grupo. Es importante, además, determinar el contenido de agua natural y observar la reacción del material seco al sumergirlo en agua. Los ensayos anteriores deben complementarse en el laboratorio con las llamadas pruebas índice: granulometría total, lí

lmites de Atterberg y dehsidad de sólidos. Si bien la mayoría de los suelos de este grupo derivan de la alteración de rocas, importa distinguir entre depósitos aluviales, coluviales y residuales. El transporte y la sedimentación, en los primeros; la erosión de los componentes y su distribución condicionada por corto acarreo, en los segundos; y la meteorización *in situ* y lavado por agua de lluvia en los últimos, son los factores principales que intervienen en la conformación y calidad de los suelos finos. Pertenecen también a este grupo los materiales producto de la alteración y transporte de ceniza volcánica, que se caracterizan porque las partículas arcillosas no tienen estructura cristalina bien definida. Debido a la elevada superficie específica de la matriz arcillosa, los fenómenos de adsorción, ósmosis y capilaridad pueden ser importantes en los suelos finos no saturados, en cuanto a generación de fuerzas entre partículas, causa de su propiedad distintiva: la cohesión. Influyen en los fenómenos fisicoquímicos mencionados, la forma y dimensiones de las partículas, así como su composición mineralógica, el contenido de agua, la concentración de iones en solución, y el arreglo estructural de la fase sólida.

La identificación de los suelos finos se realiza en el campo con los conocidos ensayos de plasticidad, movilidad del agua intersticial, cohesión y brillo al corte en estado seco. En el laboratorio los límites de Atterberg permiten, mediante la carta de plasticidad, clasificar la fracción del material que pasa por la malla No. 40. Si además se conoce la composición granu

lométrica determinada por vía húmeda, es posible diferenciar entre suelos de frontera y auténticamente finos. Es importante señalar, una vez más, la influencia del secado en las propiedades índice mencionadas así como también en la curva de compactación y las características mecánicas correspondientes a la condición elegida para colocar el material cuando este es residual o derivado de ceniza volcánica. Como es poco probable que el suelo durante el proceso de construcción pierda una cantidad apreciable de agua, deben tomarse las providencias necesarias para que las muestras que se usen en el laboratorio conserven su humedad natural.

Una vez conocida la composición estratigráfica y calidad de los suelos componentes que se van a emplear en el terraplén, es necesario tomar en cuenta la forma de explotar el préstamo o excavar el corte para decidir cómo ha de muestrearse el material de modo que los especímenes sean representativos. Debe considerarse el tipo de equipo disponible o especificado y la secuencia de operaciones del proceso constructivo. En el caso de un corte, por ejemplo, es muy probable que se efectúe mediante bermas y que la calidad de los materiales varíe de uno a otro nivel de la excavación. Entonces la residencia de la obra tiene varias opciones aplicables según la magnitud del relleno a construir: podrá separar y almacenar los materiales, para colocarlos en el orden más conveniente o en diferentes tramos adyacentes a la excavación, o bien extenderlos en el terraplén sin selección previa. En for

ma semejante, la explotación de un préstamo se realizará en forma integral o por capas, dependiendo de la conformación del depósito. Tales decisiones condicionan el método de muestrear en forma representativa las fuentes de materiales, y demandan buena dosis de conocimientos y experiencia en geotecnia.

Tratándose de suelos finos, además de las propiedades índice es necesario determinar en el laboratorio las curvas de compactación con un número limitado de muestras representativas, siempre a partir de la humedad natural del suelo; la práctica de secar el material, desmenuzar grumos y agregar agua para conocer el peso volumétrico correspondiente, aplicando el procedimiento y la energía de compactación especificados, es tan debatible como realizar las pruebas de Atterberg usando la fracción que para la malla No. 40, previamente desecada; la influencia puede ser pequeña en materiales limosos o arcillosos de origen aluvial e importante en los depósitos volcánicos y residuales. El uso de un molde cilíndrico de 3.6 x 8.5 cm para tales ensayos de compactación, sea por golpes, amasado o presión estática, es recomendable para determinar la variación de la resistencia en compresión no confinada para cada estado de densificación, evitando el labrado de especímenes. Otra prueba que se requiere efectuar es la de expansividad del material compactado con las normas de colocación (humedad, energía equivalente al equipo de construcción especificado y método de compactación). En este caso es también aconsejable preparar el espécimen en el anillo estándar de consolidación (2 cm de altura y

7.5 de diámetro interior), a fin de medir bajo carga la expansión del suelo por absorción de agua; los resultados de este ensaye suelen ser determinantes del rechazo o empleo condicionado del material en el terraplén. El mismo dispositivo de ensaye puede utilizarse para efectuar ensayos de compresión confinada, cuando se requiere evaluar con precisión la magnitud de los asentamientos.

De lo expuesto sobre suelos granulares y finos se concluye que:

- 1) Los materiales granulares poco contaminados por partículas limosas o arcillosas tienen comportamiento friccional (cohesión nula) y son adecuados para formar terraplenes resistentes y poco deformables mediante colocación y compactación adecuadas, aun cuando su graduación sea deficiente o uniforme. Se densifican fácilmente aplicando vibración bajo carga, y en la mayoría de los casos es suficiente estimar las propiedades mecánicas de estos materiales con base en la granulometría, compacidad relativa y calidad de los granos.
- 2) Los suelos finos que contienen más de 50 por ciento de partículas con tamaños comprendidos entre el de arena fina y la arcilla coloidal, son materiales cohesivos y sus propiedades mecánicas dependen de: 1) la humedad de colocación, 2) la densidad y porcentaje de la fracción arcillosa, y 3) la energía y método de compactación. Se

identifican mediante los límites de Atterberg y la composición granulométrica, siendo necesario determinar por lo menos la variación del peso volumétrico en función del contenido de agua. La influencia del secado previo en la plasticidad, compactación y otras propiedades mecánicas es importante en materiales residuales y de origen volcánico, por lo que es recomendable evitar la deshidratación de las muestras representativas del suelo. Dependiendo de la composición mineralógica y la humedad inicial, será necesario medir la expansividad o compresibilidad de las arcillas muy plásticas.

- 3) Los suelos de frontera o sea, los granulares con un contenido de finos plásticos en el intervalo 10-50 por ciento, ameritan un tratamiento similar al de los suelos finos, ya que su comportamiento mecánico puede estar gobernado por la matriz limoarcillosa; la resistencia al corte y la compresibilidad deben determinarse experimentalmente.
- 4) Las muestras representativas del material de excavaciones o explotación de préstamos que se requieren para realizar los ensayos mencionados, han de seleccionarse de acuerdo con las condiciones impuestas por el proceso constructivo o derivadas del estudio sobre el uso más conveniente de los materiales disponibles.

Enrocamientos

Este término se aplica al producto de excavación en roca, procedente de cortes o de una pedrera elegida para obtener este tipo de material. Es conveniente distinguir entre enrocamientos limpios y contaminados por finos plásticos; en ambos casos, la mayor parte de la fase sólida está compuesta por fragmentos de roca, de dimensiones comprendidas entre un metro y décimas de milímetro, mezclados con una fracción fina que puede ser arenosa o arcillosa. La proporción de tales componentes es importante en el comportamiento mecánico del enrocamiento, y depende de varios factores: composición mineralógica de la roca, grado y profundidad de la meteorización, fracturamiento y estratificación, tectonismo, etc. Algunos ejemplos son la arenisca poco cementada que puede generar, bajo la acción de explosivos, arena con algunos fragmentos de la roca; formaciones estratificadas de caliza y lutita, que suelen producir enrocamientos fuertemente contaminados por finos plásticos; granito alterado en ambiente cálido y húmedo, que se transforman en mezclas bien graduadas con suficientes finos para construir una masa rígida e impermeable. En fin, las posibilidades son múltiples y en esto radica la dificultad para predecir con relativa exactitud las características del producto de excavaciones en roca. Los conocimientos de geología y geotecnia unidos a la experiencia en procedimientos constructivos son básicos en la búsqueda de soluciones económicas y confiables para lograr el material más adecuado, teniendo presente que en ciertos casos

15a

ENROCAMIENTOS LIMPIOS

Clasificación (Marsal, 1977)

<i>Tipo de enrocamiento</i>	<i>Granulometría</i>	<i>Granos o fragmentos de roca</i>
1U 1W	Uniforme ($C_u < 5$) Bien graduado ($C_u > 25$)	Duros (rocas ígneas y metamórficas sanas)
2U 2W	Uniforme Bien graduado	Semi-duros (rocas ígneas y metamórficas poco alteradas y rocas sedimentarias)
3U 3W	Uniforme Bien graduado	Blandos (rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias meteorizadas; tobas volcánicas)

Comportamiento friccionante. Baja compresibilidad por compactación

ENROCAMIENTOS CONTAMINADOS POR FINOS PLASTICOS

Las propiedades mecánicas dependen del contenido y calidad de la fracción fina y la granulometría de la fracción gruesa

será conveniente separar la capa alterada superficial de la roca sana a fin de usarlos en diferentes partes de la subestructura, mientras que en otros resultará más ventajoso mezclar los componentes del corte o préstamo.

Las características principales que deben evaluarse en el caso de un enrocamiento limpio son: granulometría, tamaño máximo de los fragmentos, angulosidad, forma y dureza de los granos, y porcentaje de la fracción arenosa. Con excepción de la primera, las determinaciones anteriores son de fácil ejecución en el campo al iniciar los trabajos; la composición de la fracción gruesa es estimativa, salvo que se cuente con el equipo de mallas apropiado. En realidad lo que importa es saber si el material obtenido está bien graduado, presenta deficiencia de ciertos tamaños o tiene granulometría uniforme. Una vez clasificada la roca atendiendo a su origen ígneo, metamórfico o sedimentario, se requiere ponderar su calidad examinando alteración y fisuración; excepto en casos de explotación masiva, no se justifica realizar con tal fin pruebas especiales (abrasión Los Angeles, intemperismo acelerado, resistencia a rotura). Finalmente, es necesario verificar el contenido de finos respecto al total y la plasticidad de la fracción que pasa la malla No. 40. Mediante los índices antes descritos es factible clasificar un enrocamiento limpio (Marsal, 1977) y con base en el peso volumétrico seco o relación de vacíos *in situ* y el nivel de esfuerzos a diferentes alturas del pedraplén, estimar rotura de granos, ángulo de fricción y compresibilidad de dicho material.

Los enrocamientos contaminados por finos plásticos, a semejanza de los suelos de frontera, requieren el estudio específico de sus propiedades. Su comportamiento depende no solo de la cantidad y calidad de la fracción arcillosa, sino también de la granulometría total, la relación de vacíos y el nivel de esfuerzos; en este sentido, puede tener desde las características de un enrocamiento limpio hasta los del suelo que envuelve los fragmentos de roca. Cuando por la magnitud del pedraplén no se justifica efectuar pruebas de laboratorio, es suficiente determinar la composición granulométrica del material, porcentaje de la fracción que pasa la malla No 4 y plasticidad de los finos, y con criterio conservador asignar propiedades que suelen variar entre las del suelo encajonante y las del enrocamiento no contaminado. Este modo de operar es quizá el más frecuente en vías terrestres, dado el número y diversidad de casos que se presentan a lo largo de la ruta.

USO DE SUELOS Y ENROCAMIENTOS

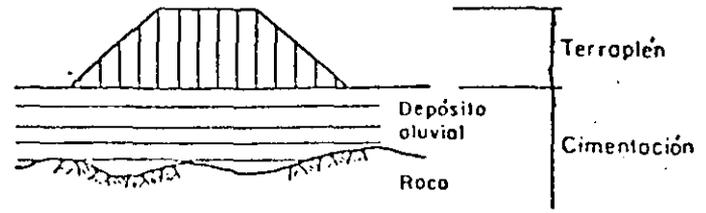
Antes de analizar las alternativas de uso y tratamiento de los materiales en terraplenes y enrocados, es pertinente recordar que la cimentación es parte de la infraestructura que sustenta la carretera o vía férrea, y como tal debe estudiarse con el mismo esmero que los otros componentes de la obra. Así como es inaceptable construir cuidadosamente la base del pavimento sobre terracerías deformables, resulta incompatible apoyar el pedraplén o terraplén compactado sobre una cimentación de baja

resistencia a esfuerzo cortante y/o más compresible. Por tanto, se supondrá que el apoyo de tales subestructuras ha recibido el tratamiento adecuado (limpia superficial, excavación de materiales blandos, regulación del área de sustentación, etc): En caso contrario, las características de la cimentación serán las que dicten la selección y colocación de los materiales, así como también el comportamiento de la infraestructura en cuanto a deformación. El tema es importante y para precisar el significado de las observaciones anteriores describiré dos casos de los muchos que pueden ocurrir en la construcción de vías terrestres. En primer lugar, el de un terraplén de 15 m de altura máxima que debe asentarse sobre una formación arcillosa blanda, o sea altamente compresible y de baja resistencia al corte; el material de relleno disponible es una arena bien graduada. Con este suelo sería factible formar el terraplén con taludes exteriores de 2:1 protegidos contra erosión por lluvia, compactando el suelo por medio de rodillo vibratorio para obtener una densidad relativa de 90 por ciento. Pero el análisis más elemental del problema indicaría que los asentamientos por consolidación del subsuelo resultaría del orden de 1 m, por ejemplo, y que el factor de seguridad contra falla por la cimentación sería próximo a la unidad. Por tanto, no es recomendable aprovechar la bondad del material de relleno al máximo; se requiere tender los taludes para mejorar la estabilidad y reducir las deformaciones verticales inducidas por el alto nivel de esfuerzo cortante en la cimentación; no tomadas en cuenta al calcular los asentamientos por consolidación, y de con

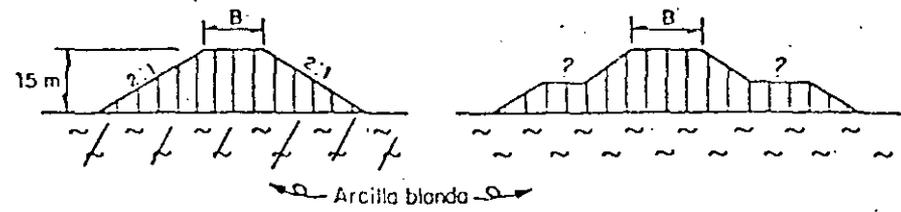
189

USOS DE SUELOS Y ENROCAMIENTOS

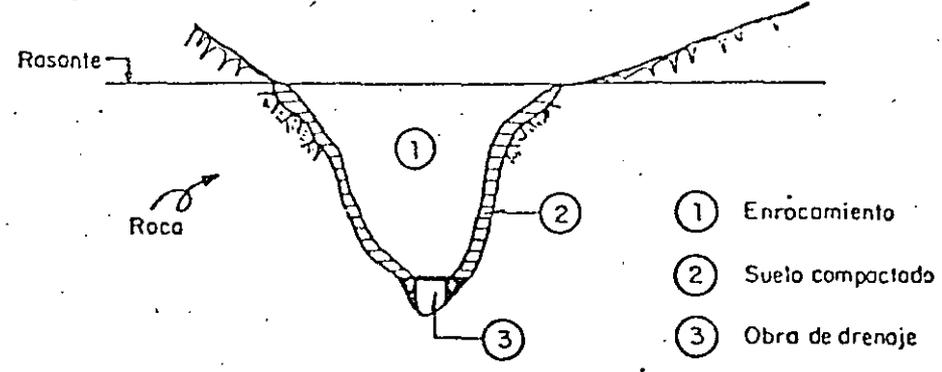
INFRAESTRUCTURA = CIMENTACION + TERRAPLEN O ENROCADO



CASO 1



CASO 2



formidad diseñar el pavimento. El segundo caso hipotético, es el cruce de una cañada, de 25 m de profundidad con laderas escarpadas e irregulares; abunda en la vecindad roca limpia, pero de baja resistencia a compresión ($q_u = 500 \text{ kg/cm}^2$, por ejemplo); además el producto de despalme es un limo residual (MH) con humedad natural de 30 a 35 por ciento, que tiene límites líquido y plástico de 55 y 22 por ciento, respectivamente. Previa limpieza superficial del fondo y laderas e instalada la obra de drenaje, según el diseño preliminar debe construirse el pedregal tendiendo con tractor el enrocamiento en capas de 1.5 m; los taludes exteriores son de 1.5:1. En vista de la topografía de la cañada, la calidad de la roca y que la granulometría del material extraído con explosivos es más bien uniforme, se concluye que conviene: 1) reducir el espesor de capa a 50 cm, disponiendo los fragmentos mayores junto al talud; 2) compactar el enrocamiento con rodillo liso vibratorio, de 5 ton; y 3) formar junto a las laderas una faja de 5 m de espesor, de suelo residual compactado en capas de 25 cm mediante rodillo pata de cabra autopropulsado. La idea rectora de esta proposición es reducir las deformaciones del enrocamiento y su interacción con las laderas (efecto de arco). Esta solución, si bien más onerosa que la original, seguramente resultará de bajo mantenimiento y menos conflictiva para los usuarios de la carretera. Los ejemplos anteriores subrayan la importancia de conocer aunque sea en forma aproximada las características generales de los materiales disponibles, adaptando su uso a las condiciones topográficas y de ci

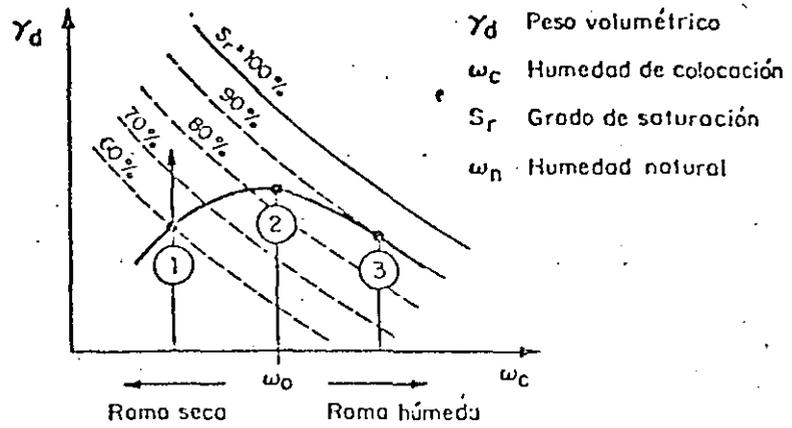
mentación presentes en cada caso.

Humedad de colocación

Al hablar de la compactación de suelos finos se indicó que el peso volumétrico seco, a igualdad de otros factores, depende fundamentalmente de la humedad de colocación. No es frecuente que el material en su estado natural tenga un contenido de agua cercano al óptimo, con el que se podría alcanzar la máxima densificación correspondiente a la energía por unidad de volumen especificada. Debido a que sería costoso acarrear agua desde la fuente más próxima y humedecer el material para cumplir con ese requisito, salvo casos particulares, se acepta compactarlo en su estado natural. Esto obliga a que los ensayos con muestras representativas del suelo se efectúen con el contenido de agua natural, y puede ocurrir que en ciertos tramos de la obra deba operarse en la rama seca de la curva de compactación, en otros del lado húmedo, y ocasionalmente, con valores del contenido de agua próximos al óptimo. Las implicaciones de ignorar tales condiciones al realizar las pruebas de laboratorio, suelen ser desconcertantes cuando se trata de suelos finos, menos significativas en materiales granulares con bajo contenido de partículas limosas o arcillosas e intrascendentes en el caso de gravas y enrocamientos limpios. Sin embargo, es necesario advertir que no siempre es aceptable compactar un material en su estado natural. Por ejemplo, si el suelo es un limo-arenoso, de granulometría uniforme, y la humedad en el préstamo es de 4

20a

HUMEDAD DE COLOCACION



- ① ω_n Sobre rama seca – recomendable aumentar la energía de compactación
- ② ω_n Igual a la humedad óptima – aplicar en el campo la energía equivalente de laboratorio
- ③ ω_n Sobre rama húmeda – compactación con equipo ligero

a 5 por ciento cuando la óptima es de 10, a pesar de la compactación y debido al efecto capilar la relación de vacíos es alta, posiblemente de 0.6 a 0.8: entonces, el esqueleto sólido es susceptible al colapso por cambios en el contenido de agua durante la vida del terraplén, con el consiguiente desarrollo de grietas y asentamientos bruscos. El aumento de la energía de compactación no resuelve el problema, pues el material falla localmente bajo el rodillo o llanta. En semejante situación es probable que deba desecharse el suelo o acarrear agua para colocarlo con la humedad óptima.

El caso opuesto del ejemplo anterior, es el que plantean la mayoría de los suelos residuales desarrollados en clima húmedo, particularmente los que derivan de basaltos, esquistos o gneis. Estos materiales tienen contenidos de agua relativamente elevados, grados de saturación variables de 80 a 90 por ciento y resistencias al corte modestas. La experiencia ha demostrado que si se pretende mejorarlos mediante compactación, aplicando energías aceptables en otros suelos, el resultado es contraproducente; el tratamiento destruye el arreglo estructural de las partículas, se generan presiones de poro tanto mayores cuanto más pesado el equipo, la masa no se densifica y la resistencia al esfuerzo cortante decae apreciablemente. De ahí que se recomienda (Mori, 1979; Mori et al, 1979) preservar la estructura natural de estos suelos, compactándolos en el terraplén con equipos ligeros; la resistencia y la compresibilidad iniciales son del mismo orden que las del mate

rial en el préstamo, y son las que rigen el diseño del terraplén, base y pavimento.

Compactación de suelos

Con objeto de asegurar la homogeneidad del terraplén, el material debe colocarse por capas extendidas con tractor, de modo que el espesor en condición suelta sea aproximadamente constante e igual a 25 o 30 cm. En la mayoría de los casos, el suelo es colocado con la humedad natural y se compacta con equipo pesado a fin de alcanzar pesos volumétricos altos; el número de pasadas del rodillo, dentro de ciertos límites (mínimo 3 y máximo 12), determina junto con las características del equipo la energía por unidad de volumen transferida al material. Las especificaciones respectivas se establecen con base en las pruebas de laboratorio ya mencionadas y el control de campo se realiza verificando el peso volumétrico seco y la humedad, mediante calas.

Para seleccionar el equipo de compactación, es necesario tener presente el tipo de material que se va a emplear en el terraplén. Si se trata de un suelo fino, o sea porcentaje de arena menor de 50, el rodillo indicado es el pata de cabra o equivalente, de preferencia autopropulsado; en cambio, para los materiales que tienen un contenido de finos comprendido entre 10 y 50 por ciento, es preferible el uso del compactador neumático pesado. Cuando por razones de trabajo, la superficie compactada haya

COMPACTACION

22a

SUELOS

Espesor de capa suelta 25 a 30 cm. Energía de compactación a especificar con base en las pruebas de laboratorio. Determinar en el campo el número de pasadas del rodillo (colas)

Tipo de rodillo : en *suelos finos* , pata de cabra ; en *suelos de frontera* , neumático.

ENROCAMIENTOS

Espesor de capa suelta en *suelos granulares* limpios , 30 cm (tamaño máximo $d_{m\acute{a}x} < 15$ cm) ; en *enrocamientos* aproximadamente $2 d_{m\acute{a}x}$ pero menor de 1 m . Dimensiones $d_n > 1$ m en taludes exteriores

Número de pasadas mínimo , $N = 3$

Tipo de rodillo : vibratorio de 2 a 15 ton

En *enrocamientos contaminados* con finos plásticos , el espesor , energía y tipo de compactador dependen de la composición granulométrica

ido expuesta a secado prolongado, es necesario escarificar y aplicar un riego de agua antes de proseguir la construcción.

Compactación de materiales granulares

Se incluyen en este grupo a los suelos que contienen finos no plásticos, las mezclas de arena y grava y los enrocamientos. Como se indicó, el modo más efectivo de compactarlos es aplicando vibraciones a la masa. La segregación natural o inducida por descarga, es un aspecto crítico de la colocación; puede reducirse en el primer caso efectuando la explotación en corte, y en el segundo, evitando la caída libre desde alturas mayores de un metro. De ser posible es recomendable el mezclado *in situ* con motoconformadora, al mismo tiempo que se forma la capa. En el caso particular de los enrocamientos, es necesario usar tractores con el mismo objeto y además, acarrear los fragmentos de tamaño mayor que el especificado hacia los taludes del pedraplén. El espesor de las capas varía de 30 cm, para las arenas y gravas, a 1 m en el caso de enrocamientos. El equipo de compactación usual es el rodillo liso dotado de vibrador, con peso comprendido entre 2 y 15 ton; sin embargo, en muchos casos es aceptable compactar la capa con el paso de tractor D-8 o equivalente. Se recomienda un mínimo de tres pasadas con cualquiera de los equipos mencionados.

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Los conceptos vertidos a lo largo de esta presentación evidencian que la construcción de terraplenes o enrocados son obras que no difieren apreciablemente de otras que se diseñan con base en conocimientos y experiencias de la geotecnia. Sin embargo, ante un ambiente que puede variar de un tramo a otro del camino o vía férrea, el ingeniero requiere adaptarse a las condiciones que ofrece la naturaleza en cada caso, empleando los recursos disponibles en forma adecuada para lograr estructuras seguras y poco deformables. Examinaré a continuación los aspectos de la geotecnia aplicada a vías terrestres que me parecen más interesantes, para ir derivando conclusiones que conforman la actitud y metodología, en mi opinión, recomendables en este campo de la ingeniería.

1. A lo largo de una vía terrestre suelen presentarse cambios en la composición de la corteza terrestre que no son susceptibles de evaluación precisa en las fases de reconocimiento y estudio preliminar, a menos que se opte por una investigación exhaustiva y costosa, solo justificable en problemas específicos. Las realidades del proyecto se descubren durante el proceso constructivo, por lo que la residencia de la obra debe contar con el apoyo de personal y equipo necesarios para resolver tales situaciones del medio, que en algunos casos se complican por variaciones del clima en la región. Los estudios a los niveles de factibilidad y diseño, si bien contienen información valiosa, no son suficiente

tes en la mayoría de los casos para construir la obra, y en consecuencia, las especificaciones del proyecto sobre este particular deben ser flexibles y de gran visión.

De lo anterior concluyo que el personal a cargo de la obra, en particular el responsable de la construcción de terraplenes y enrocados, debe tener preparación y experiencia amplias, los medios para realizar exploración, muestreo y ensayos sencillos, así como también asesoramiento en problemas que demandan investigación especializada.

2. Se ha definido como infraestructura de la vía terrestre al conjunto cimentación-terraplén o enrocado. El buen comportamiento de ambos componentes es determinante de una operación adecuada y mínimo mantenimiento de la obra. Pertenece al pasado el criterio de que la vida del pavimento dependía exclusivamente de la correcta realización de la base y sub-base; estas partes de la estructura deben diseñarse teniendo en cuenta la deformabilidad de la infraestructura. A medida que los requerimientos del diseño geométrico de la vía sean más exigentes para aumentar la velocidad y carga de los vehículos, el concepto de compatibilidad en deformación de los diferentes elementos de la estructura térrea y el pavimento tendrá cada vez más importancia. De ahí que sea básico evaluar las características mecánicas de los materiales disponibles con objeto de seleccionarlos y usarlos en el terraplén o enrocado del modo más convenient-

te y ordenado.

3. Es usual que los suelos finos o los que tiene bajo a mediano porcentaje de partículas limosas o arcillosas, se compacten en el terraplén con la humedad natural. La razón de este proceder es que resultaría costoso pretender que el material se prepare con el contenido de agua óptimo, sea por la distancia a la fuente de agua o porque el suelo tiene humedad elevada. Se indicó que tal condición es en general aceptable siempre que el diseño del terraplén se base en resultados de pruebas efectuadas con muestras representativas del suelo en su estado natural. De este modo es posible establecer el criterio de colocación apropiado en cada caso, conocer las respectivas propiedades mecánicas del material, y con ellas, diseñar los elementos de la superestructura. Sin embargo, cabe mencionar que dichos resultados pueden aconsejar el rechazo del suelo, o bien limitar severamente la energía de compactación. Se mencionó como ejemplo del primer caso los materiales areno-limosos uniformes, con humedad natural menor de 5 por ciento, y del segundo, a los residuales que tienen *in situ* contenido de agua mayores que el límite plástico.

4. La selección y distribución de los materiales procedentes de cortes o préstamos, dependen de las características de la cimentación sobre la que debe apoyarse el terraplén o

enrocado. Si es rígida, será recomendable colocar los suelos granulares o el enrocamiento en la parte inferior, y los suelos finos que procedan de la cubierta superficial bajo la base, compactando con la más alta energía que puede proporcionar el equipo disponible. En cambio, si la cimentación es compresible y blanda, resultará conveniente la disposición inversa, efectuando el diseño del terraplén y superestructura a partir de un cuidadoso análisis de deformaciones; en este caso, la energía de compactación debe ser la mínima necesaria para asegurar la homogeneidad de la masa.

Entre opciones equivalentes, es preferible usar suelos granulares limpios o enrocamientos no contaminados por finos plásticos, ya que mediante una colocación apropiada y compactación enérgica, pueden lograrse estructuras poco deformables y resistentes. La segregación debe reducirse mediante la adopción de medidas que la prevengan o el mezclado del material *in situ*; los taludes exteriores cuando el material es arena o grava requieren protegerse de la erosión por lluvia.

5. No son indispensables profundos conocimientos en mecánica de suelos y rocas, ni tampoco equipos sofisticados de exploración, muestreo y ensaye experimental. La metodología existente ejercida por personal idóneo y asesorado en los aspectos geológicos y constructivos, permite resolver satisfactoriamente los problemas del desarrollo presente y futuro de las vías terrestres en México.

REFERENCIAS

- Taylor, D W (1948); *Fundamentals of Soil Mechanics*, Wiley and Sons, New York.
- Terzaghi, K y Peck, R B (1968), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley and Sons, New York.
- Bertram, G E (1961), *Ensayos de Suelos Fundamentales para la Construcción*, traducción del International Road Federation publicada por Soiltest Inc, Evanston, Illinois.
- Marsal, R J y Fuentes de la Rosa, A (1976); *Mechanical Properties of Rockfill-Soil Mixtures*, Memorias XII ICOLD, México
- Marsal, R J (1977), *Research on Granular Materials (Rockfills and Soil-Gravel Mixtures)*, Instituto de Ingeniería, UNAM, publ. E-25.
- Mori, R T (1979), *Engineering Properties of Compacted Basalt Saprolites*, Memorias VI PCSMFE, Vol II, Lima, Perú.
- Mori, R T, Ramos de Abreu, F y Fan Pan, Y (1979), *Properties of Some Typical Compacted Saprolites*, Memorias VI PCSMFE, Vol II, Lima, Perú.



**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

OCTUBRE, 1984.

INTRODUCCION A LOS GEOTEXILES Y SUS APLICACIONES

El presente documento tiene por objeto definir el termino 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 GEOTEXILES

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 constituidos 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 explicación que se da a continuación:

La etapa inicial de su fabricación consiste en colocar en la zona que se quiera reforzar, 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 si.

UNION MECANICA. Por traslape y cosido de geotextiles de menor tamaño.

Los geotextiles no tejidos son relativamente gruesos (de 2 a 5mm de espesor) mientras que los otros son más delgados (0.5 a 1mm).

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 polimeros más empleados se cuentan el poliester, 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 util 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 al 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 tiendan 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 caídos.

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 una carga 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 partícu-
las 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 inten-
sidad de los impactos y vibraciones trasmitidas 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 geotex-
til se colocará entre dos capas que tienen una tendencia a reflejar
las grietas ; su función será evitar que se trasmita el agrietamien-
to de la capa inferior a la superior. (Fig. 2. g)
Ejemplo: Prevenir que se refleje el agrietamiento sobre la superfi-
cie de rodamiento, de un pavimento.
- 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. 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)

México, D.F. 23 de Octubre de 1984.

M. en I. Gabriel García Altamirano.

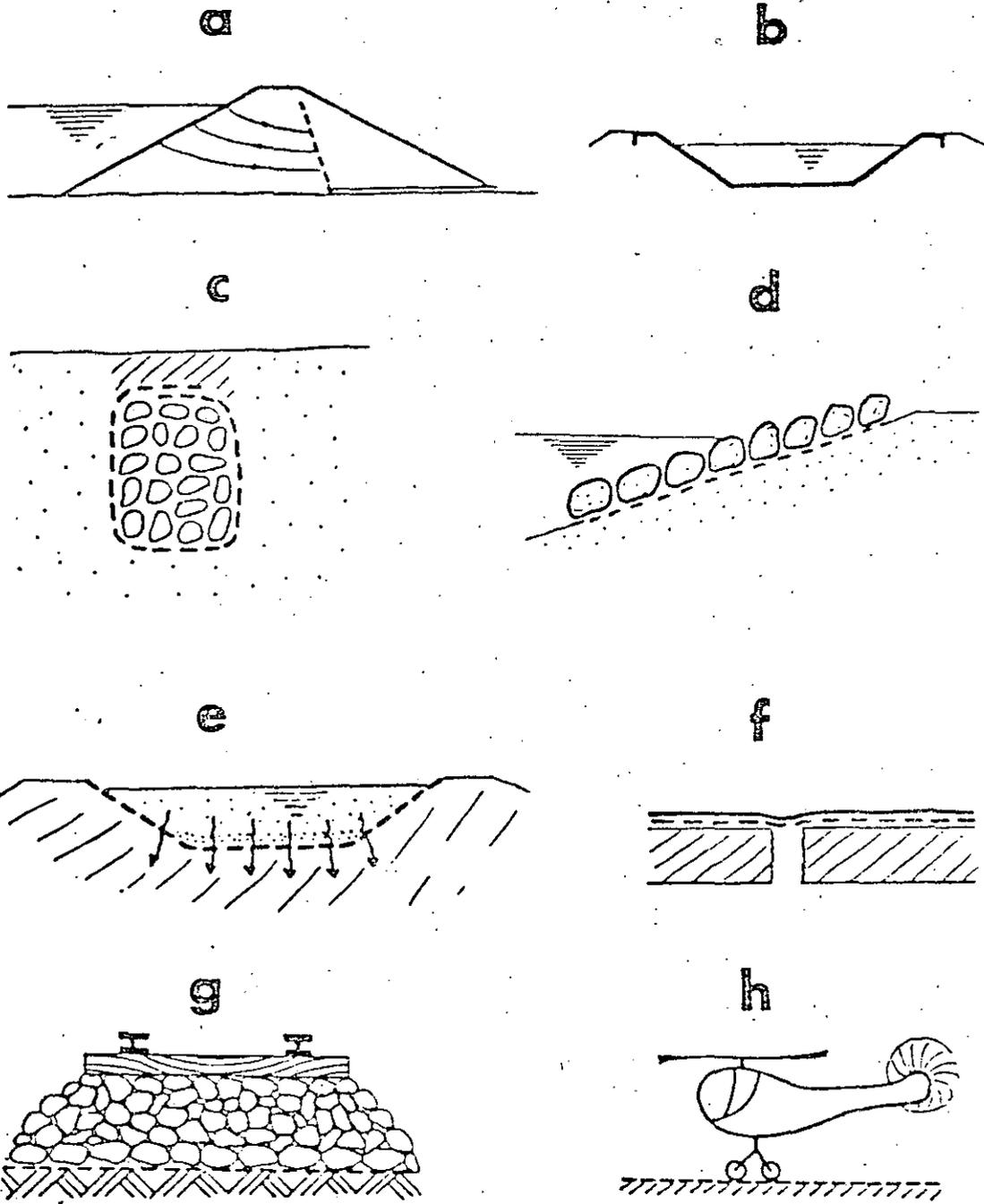


FIGURA No. 1.

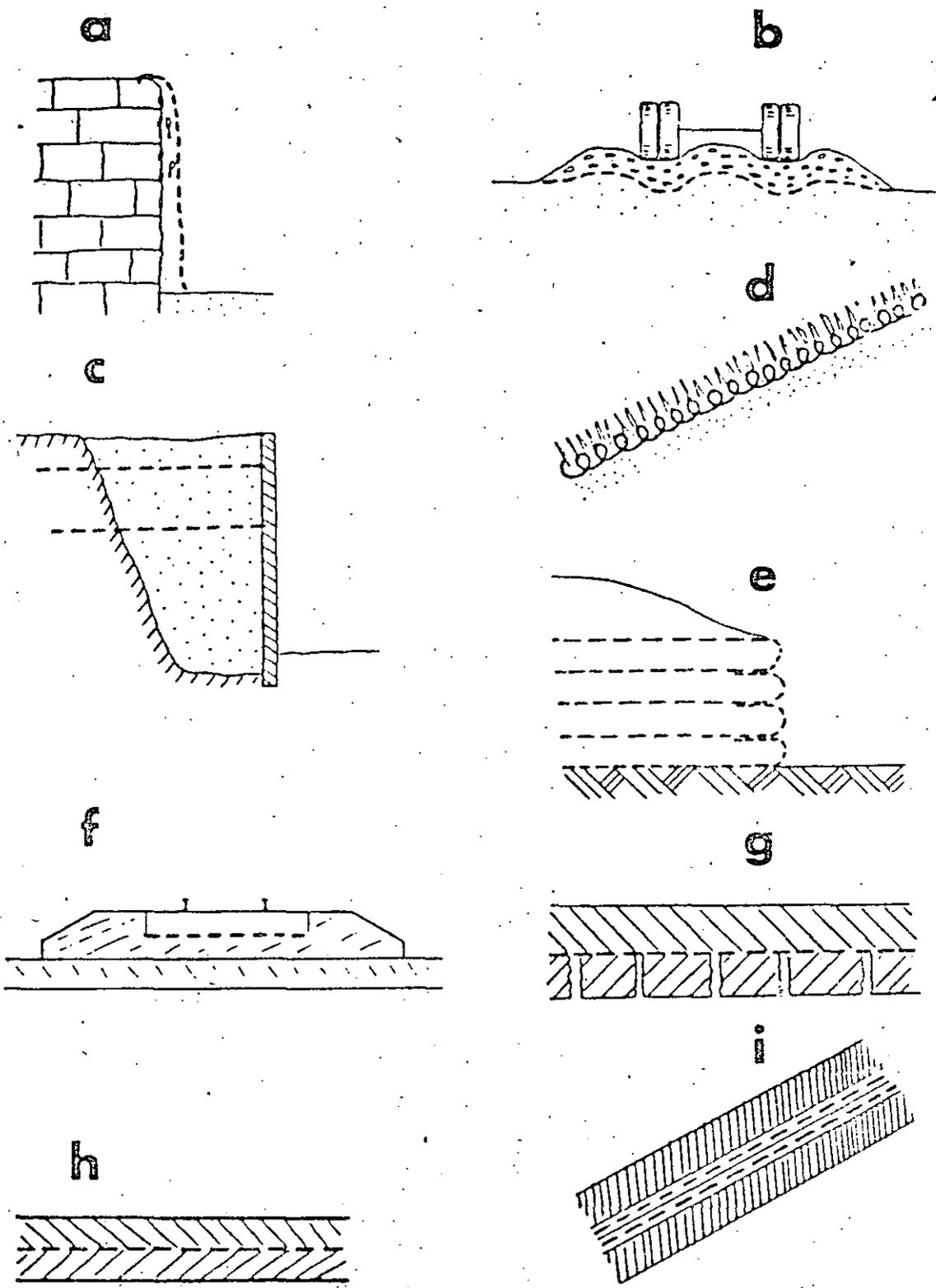


FIGURA No. 2



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

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

PRUEBA DE CARGA DE UN TERRAPLEN SOBRE EL LAGO DE TEXCOCO

M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO
M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

OCTUBRE, 1984.

PRUEBA DE CARGA DE UN TERRAPLEN SOBRE EL LAGO DE
TEXCOCO.

Load Test of an Embankment on The Texcoco Lake.

M. en I. Gabriel Moreno P.
M. en I. Gabriel García A.
Departamento de Geotecnia.
Secretaría de Obras Públicas.
México.

R E S U M E N .

Este artículo tiene por objeto presentar y discutir los resultados de laboratorio y de campo que se obtuvieron al llevar a la falla un terraplén de prueba construido por la Secretaría de Obras Públicas de México, sobre el suelo compresible del Lago de Texcoco, del cual se había observado su comportamiento durante ocho años. Se comparan los resultados reales con los supuestos según las teorías actuales y se presentan las conclusiones a las que se llegó.

Se da la información de los bancos de nivel superficial, de los inclinómetros tipo slope indicator y de la resistencia al esfuerzo cortante determinada con veleta, así como la interpretación de los resultados obtenidos con el fin de correlacionarlos con la teoría.

S Y N O P S I S .

This paper shows the information obtained by laboratory and field tests carried out in a test embankment on the Texcoco Lake. The embankment was built eight years ago by the Ministry of Public Works and has been under observation during this period and finally has been loaded until failure.

The information from superficial topographic levelling, from Wilson inclinometers and from vane shear test is analyzed and compared with the theoretical predictions.

I.- INTRODUCCION.

En el año de 1965, surgió la necesidad de proyectar y construir una autopista (22 m de corona) que siguiendo una línea recta comunicaría la Ciudad de México con la de Texcoco.

Del total de 22 Kms; 12 se deberían apoyarse en el suelo de alta compresibilidad y poca resistencia del Lago de Texcoco; en cuatro de esos Kms se tenía la presencia de un tirante de agua de 1.0 m. La complejidad y el costo de la obra decidió en aquella época el que se construyesen dos terraplenes de prueba a fin de determinar la eficiencia de dos alternativas de proyecto.

En la fig. N° 1, se observa la zonificación del tramo crítico intentando una caracterización con los contenidos de agua natural.

Durante nueve años se han realizado mediciones de deformación tanto en los terraplenes propiamente dichos como en el suelo en que se apoyan; en la Ref. N° 1 se indican los resultados parciales obtenidos con las mediciones.

Se consideró pertinente llevar a la falla uno de los terraplenes de prueba, para este objeto se escogió el que requería menor sobrecarga. La prueba se inició en enero de 1974 y se dió por terminada tres meses después. El presente escrito es una reseña de esa obra.

II.- ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO DE APOYO.

En la fig. N° 2, se indican las principales características mecánicas del suelo de apoyo, constituido por una arcilla de consistencia blanda, alta plasticidad, en que a diferentes profundidades aparecen algunas lentes de arena. En los 10 primeros metros de profundidad existe tendencia a condición de preconsolidación del suelo; en el resto está normalmente consolidado.

La resistencia al esfuerzo cortante determinada en prueba de compresión simple fue del orden de 1.5 Ton/m².

II.- a.- Resistencia al esfuerzo cortante.

Se determinó mediante pruebas de veleta en diferentes épocas de vida del terraplén de prueba. En la fig. Nº 5 se observa la gráfica esfuerzo-tiempo correspondiente a una prueba efectuada a una cierta profundidad. La prueba se realizó en etapas remoldeando el suelo, para modificar su estructura original y dejando reposar el suelo 20 minutos, a fin de estudiar la recuperación de resistencia. En la siguiente tabla se anotan los resultados.

Nº de Prueba	Resist. máx. Ton/m ²	% de disminución respecto al máx.
1ª prueba	2.0	0
2ª prueba	0.8	60
3ª prueba	1.0	50
(reposo de 20 min)		
4ª prueba	0.6	70

Una posibilidad de interpretación de estos resultados típicos es que la estructura del suelo influye preponderantemente en la resistencia al corte, pues la mayor variación en la disminución se tiene al pasar de la primera a la segunda prueba; en cambio al pasar de la segunda a la cuarta su porcentaje de variación es menor. Por otra parte en el resultado de la prueba Nº 3 se tiene que bastaron 20 minutos para que la resistencia se incrementara debido a la recuperación de estructura (tixotropía) que tuvo el suelo.

También se midió la resistencia del suelo mediante pruebas de compresión simple, en estado inalterado y remoldeado al mismo contenido de agua. Los resultados indican que la sensibilidad promedio del suelo es de 2.24.

Mediante pruebas de veleta se determinó la relación entre las resistencias del suelo en estado inalterado y en estado remoldeado. El valor promedio de tal relación fue de 2.36.

Se compararon a las mismas profundidades, los valores de resistencia obtenidos a partir de pruebas de compresión simple con los de veleta, resultando estos últimos un 33% mayores. Este incremento puede deberse, entre otras cosas, al efecto de consolidación del suelo probado, provocado por el giro de la veleta.

Un aspecto interesante es la variación de resistencia con el tiempo; en la fig. nº 3 se muestran los resultados de pruebas de veleta efectuadas en los años de 1968 y 1973, en sondeos muy próximos, localizados en la zona del terraplén de prueba que sufrió mayor hundimiento. Puede observarse que al cabo de 5 años en los primeros 10 m de profundidad la disminución de resistencia fue de un 40%. Este efecto se tomó en cuenta en la selección del valor de resistencia con que se analizó la estabilidad del terraplén de prueba en 1965, al disminuir la resistencia obtenida con prueba triaxial no drenada en un 15%; se piensa que esta disminución se debe, entre otras causas, a la degradación estructural del suelo con el tiempo.

III.- DEFORMABILIDAD VOLUMÉTRICA.

Las características de deformabilidad volumétrica del suelo se determinaron realizando pruebas clásicas de consolidación unidimensional. En la tabla se anotan m_v correspondientes a diferentes profundidades determinados en los años de 1968 y de 1973.

Prof. (m)	m_v	cm^2/kg
	1968	1973
6.40	0.52	0.31
11.50	0.54	0.20
17.00	0.41	0.29
25.00	0.44	0.22
30.00	0.37	0.18
42.00	0.14	0.17
48.00	0.20	0.19

El valor de m_v promedio en el año de 1968 resultó ser de $0.037 \frac{\text{m}^2}{\text{ton}}$ y en el año de 1973 de $0.028 \frac{\text{m}^2}{\text{ton}}$.

De acuerdo con la gráfica de la fig. No. 4 se puede afirmar que el suelo de apoyo antes de iniciarse la prueba en proceso de deformación. La gráfica hundimiento-tiempo, determinada mediante mediciones en el campo, tiene una forma que coincide, en términos generales, con la obtenida con la teoría de Terzaghi.

En planos horizontales situados a diferentes profundidades se midieron las deformaciones verticales que se generaron con el tiempo. En general se encontró que existía tendencia a que el hundimiento máximo se presentase al centro de la zona cargada y que fuera mínimo en sus extremos. Se observó que la disminución del hundimiento con la profundidad era bastante más brusca que la determinada con la teoría, de manera que a los 15 metros de profundidad se podía considerar despreciable, desde el punto de vista del adecuado funcionamiento del camino. Además se encontró que las deformaciones horizontales, al cabo de 7 años, eran del orden del 10% de las deformaciones verticales, en los bordes del terraplén de prueba. (fig. No. 7).

IV.- FALLA DEL TERRAPLEN.

Mediante la colocación de una sobrecarga, el terraplén de prueba de sección ligera se llevó a la falla; en una sección que queda al centro del área cargada, previamente, se colocó instrumentación consistente en:

- 6 inclinómetros.
- 9 bancos de nivel superficial.
- 4 cintas detectoras de superficie de falla.
- 5 pozos auxiliares de observación.

Los inclinómetros fueron del tipo Wilson.

Los pozos auxiliares de observación fueron simples tubos galvanizados de 2" de diámetro, colocados en sondeos de mayor diámetro, que se llevaron a una profundidad mayor que aquella a la que se esperaba se produciría la superficie de falla. El espacio que quedó entre los tubos y los pozos de los sondeos se relleno con arena. Su función fue la de proporcionar datos para detectar la zona en que se generaría la superficie de falla.

Las cintas detectoras de falla se colocaron también en pozos hechos exprpofeso, anegándolas en un mortero de cemento.

No se colocaron piezómetros puesto que se consideró que la falla se generaría en forma rápida.

En la fig. Nº 8 se indica esquemáticamente la sección transversal instrumentada.

IV.a.- Consideraciones Teóricas.

El cálculo de la altura de la sobrecarga se hizo, por un lado, bajo la hipótesis de que la falla se generaría primero en el suelo de cimentación, por capacidad de carga; por otra parte, también se revisó la altura así obtenida por análisis de estabilidad de taludes, en forma bidimensional y tridimensional, considerando una falla del tipo rápido con superficie de deslizamiento cilíndrica con sección recta según un segmento de circunferencia; el factor de seguridad para estos cálculos se hizo igual a la unidad, los resultados que se obtuvieron fueron los siguientes:

- Altura de la sobrecarga determinada por capacidad de carga del suelo, = 3.10 m (Análisis bidimensional).
- Altura de la sobrecarga por capacidad de carga del suelo = 4.0 m (Análisis tridimensional).
- Altura de la sobrecarga determinada mediante un análisis bidimensional de estabilidad de taludes = 5.50 m.
- Altura de la sobrecarga determinada mediante un análisis tridimensional de estabilidad de taludes = 7.0 m.

Se consideró que la falla estaba gobernada por estabilidad de talud y en estas condiciones se proyectó la sobrecarga para una altura de 5.50 m. La falla se supuso del tipo rápido y debido al resultado que arrojaban las pruebas de resistencia al corte realizadas (compresión simple, triaxiales rápidas y de veta), se aceptó que ésta era frágil.

La sobrecarga se formó con arcillas limosas y arenas arcillosas, compactadas en capas de 30 cm de espesor; el grado de compactación alcanzado fue del 90% de su peso volumétrico seco máximo determinado en el laboratorio, resultando un peso volumétrico húmedo promedio de 1.80 ton/m³. Se estimó un volumen a colocar del orden de 5600 m³, en un tiempo de 26 días.

IV.b.- Resultados de las mediciones efectuadas.

En la fig. No. 9 se muestra la evolución de los movimientos con el tiempo correspondiente a tres bancos de nivel superficial, localizados al centro del área cargada.

Se puede observar que existen en las gráficas tres zonas, la primera en que la rapidez del hundimiento alcanza valores de 30 cm/mes, corresponde a los 40 primeros días de la prueba; la segunda donde la rapidez se incrementa notablemente llegando, en promedio, a valores de 150 cm/mes; esta etapa que duró 75 días constituye la medular de la prueba, en el sentido de que en ella se definió el que la sobrecarga se incrustaba en el terreno de cimentación, en lugar de provocar un desplazamiento lateral del mismo; la tercera y última etapa, durante la cual la sobrecarga ya no se incrementó, la rapidez del hundimiento volvió a disminuir a valores de 50 cm/mes.

El inicio de la segunda etapa coincidió con la aparición de la primera grieta en la superficie del terraplén de prueba; al paso de los días se generaron más grietas, circundando el área cargada. La altura total de la sobrecarga al empezarse a producir la falla fue de 4.0 m., es decir el suelo de apoyo recibió la presión correspondiente a ella (7.2 Ton/m²) y la debida al peso propio del terraplén de prueba (2.34 Ton/m²); en resumen, se tuvo una sobrecarga de 9.54 Ton/m². Con una resistencia al esfuerzo cortante del suelo de 1.5 Ton/m², se tiene para el coeficiente de capacidad de carga un valor de 0.38.

El espesor de la sobrecarga, que según proyecto, debía resultar de 5.5 m. en la falla, se llevó hasta 11.5 m. sin que se produjese el desplazamiento aparatoso del suelo que se esperaba. En la fig. 10 se muestra un intento de explicación de este hecho, al analizar la evolución del factor de seguridad que crece con el tiempo, aún cuando se siga incrementando el espesor de la sobrecarga, debido a que la superficie teórica de falla va cambiando profundizándose y aumentando su desarrollo.

Al iniciarse el proceso de falla, los desplazamientos horizontales alcanzaron valores máximos de 15 cm., a una profundidad del orden de 7.0 m. contada a partir del contacto entre el terraplén de prueba y el terreno natural. El hundimiento que había experimentado el terreno natural antes de fallar fue de 0.80 m.

Realmente la falla no fué drástica ni aparatosa, pues las grietas que se formaron, con aberturas de hasta 0.5 m., quedaron con sus bordes al mismo nivel durante un cierto tiempo; posteriormente en forma paulatina se produjo el hundimiento de una de las partes llegando a existir un desnivel hasta de 0.5 m.

Los tubos de los inclinómetros experimentaron movimientos horizontales, en su parte superior hasta de 0.5 m., lo que no permitió cuando esto sucedió el que en ellos se introdujese el torpedo para conocer las deformaciones. Cosa semejante ocurrió en los pozos auxiliares detectores de la superficie de falla. De tal manera que solo se pudieron medir las deformaciones horizontales en el inicio de la prueba y con ello se conoció una posición de la superficie de falla.

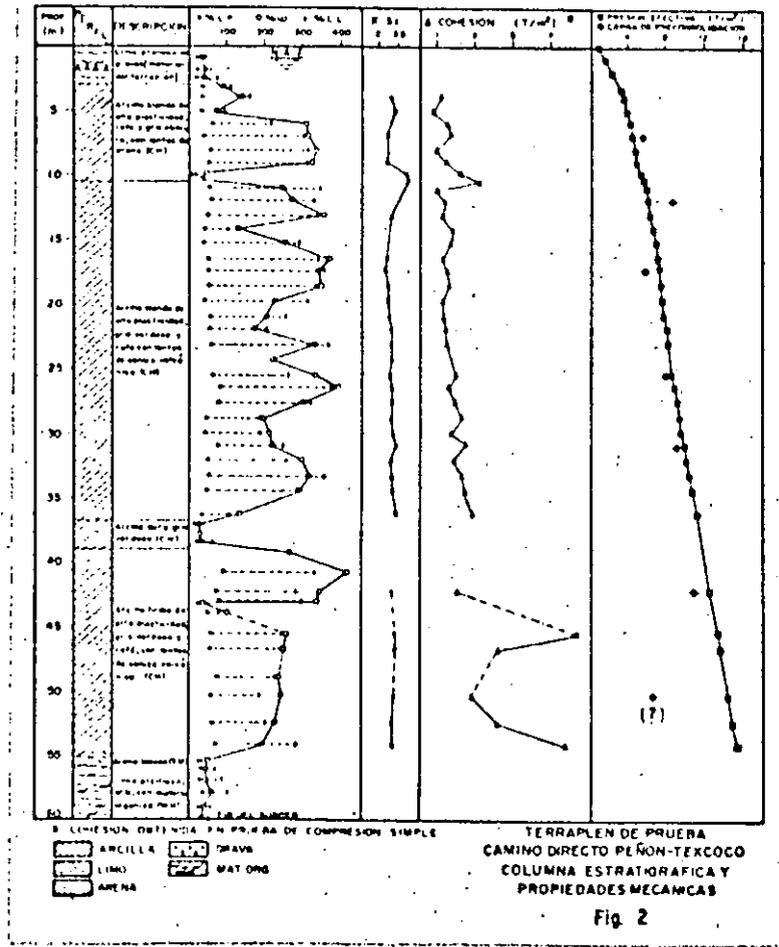
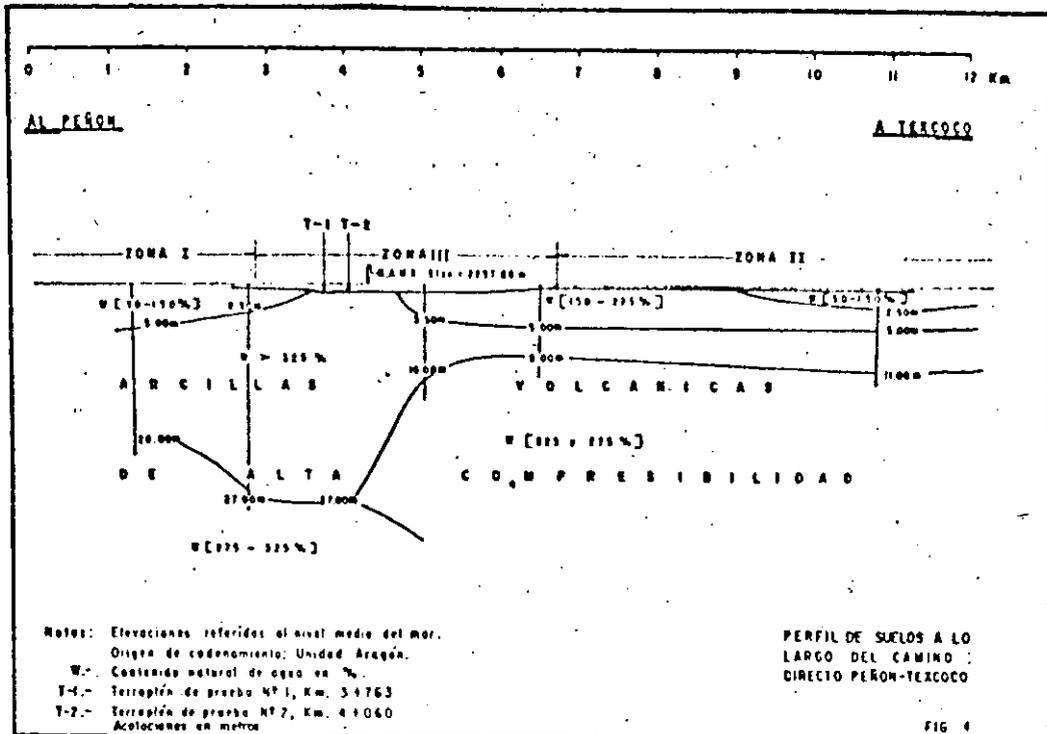
Las cintas detectoras de la superficie de falla no funcionaron. Las distintas lecturas que en ellas se hicieron, por ser erráticas, no permitieron llegar a ubicar la superficie de falla. Se encontró que el mortero de cemento, en que se embebieron, atacó el recubrimiento de protección de las cintas destruyéndolo parcialmente y generando irregularidad en las lecturas. En otras obras, en que posteriormente se han empleado, se recurrió a meterlos en una columna de arena compactada, en lugar de una de mortero de cemento. El cambio resultó benéfico pues funcionaron en forma adecuada.

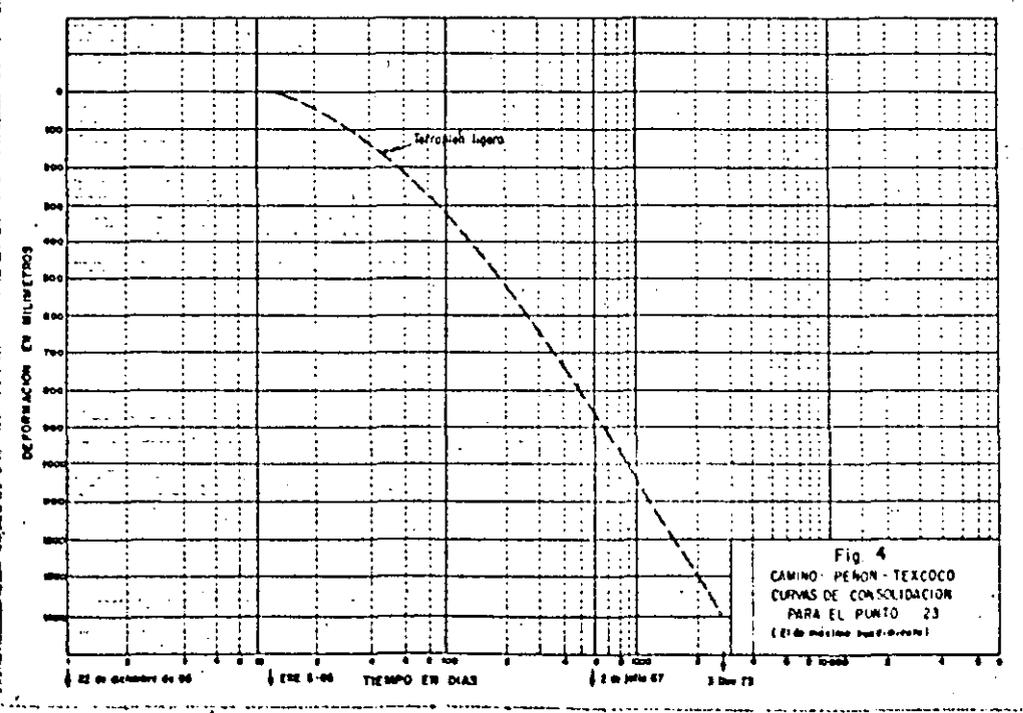
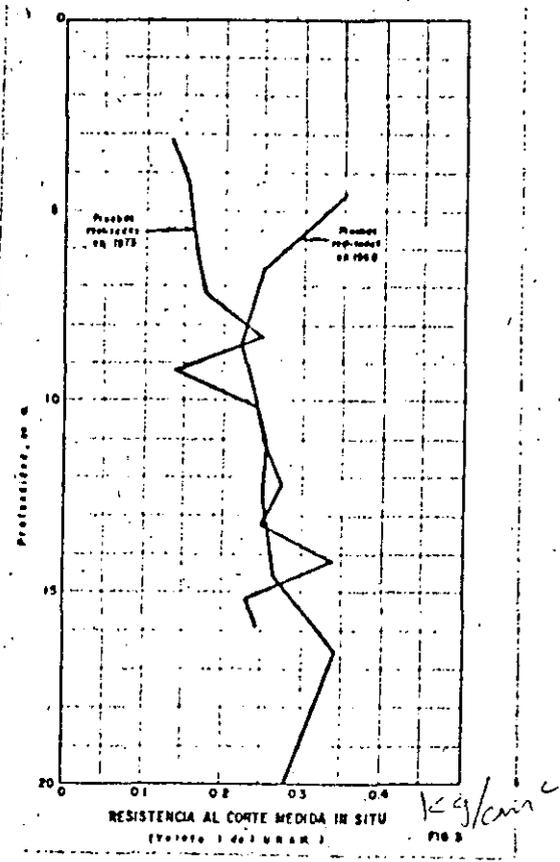
V.- CONCLUSIONES.

- 1.- El terraplén falló por capacidad de carga, por indentación.
- 2.- El coeficiente de capacidad de carga para el suelo de apoyo resultó de 6.33.
- 3.- La deformación que se generó a partir de la falla tuvo una rapidez constante de 6.3 cm/día durante 75 días.
- 4.- A una profundidad máxima de 7.0 m. respecto al contacto entre terraplén de prueba y terreno original se tuvieron las máximas deformaciones horizontales, inmediatamente antes de que apareciese la primer grieta en la superficie del terraplén de prueba.
- 5.- El factor de seguridad del terraplén suponiendo falla cilíndrica circular se incrementó con el tiempo.

Agradecimiento.- Los autores de este escrito agradecen a las autoridades de la Secretaría de Obras Públicas de México su apoyo en la ejecución de ese trabajo así como su anuencia para hacerlo público. En especial a los señores Ingenieros Gustavo del Río San Vicente y Alfonso Rico Rodríguez, Director General de Servicios Técnicos y Jefe del Departamento de Geotecnia respectivamente, quienes generaron la idea de la investigación y en todo momento la apoyaron.

Referencia 1.- Test embankments on Texcoco Lake. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. México 1969





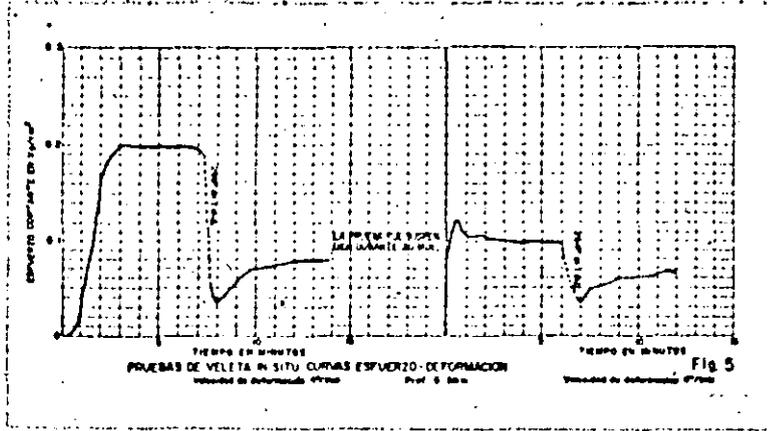


Fig. 5

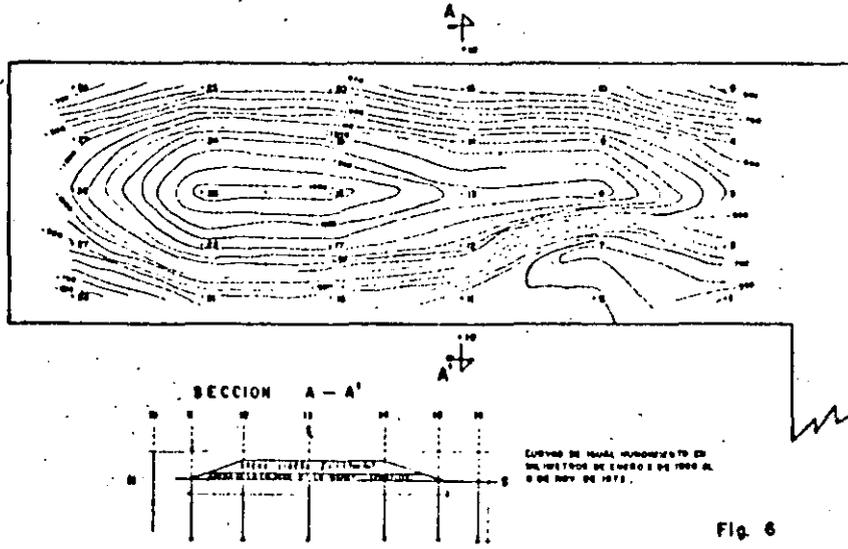


Fig. 6

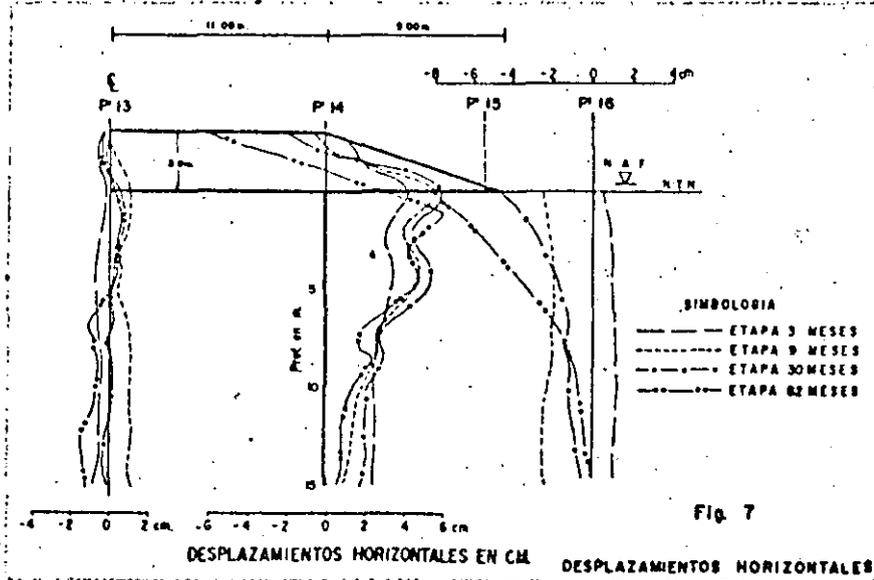
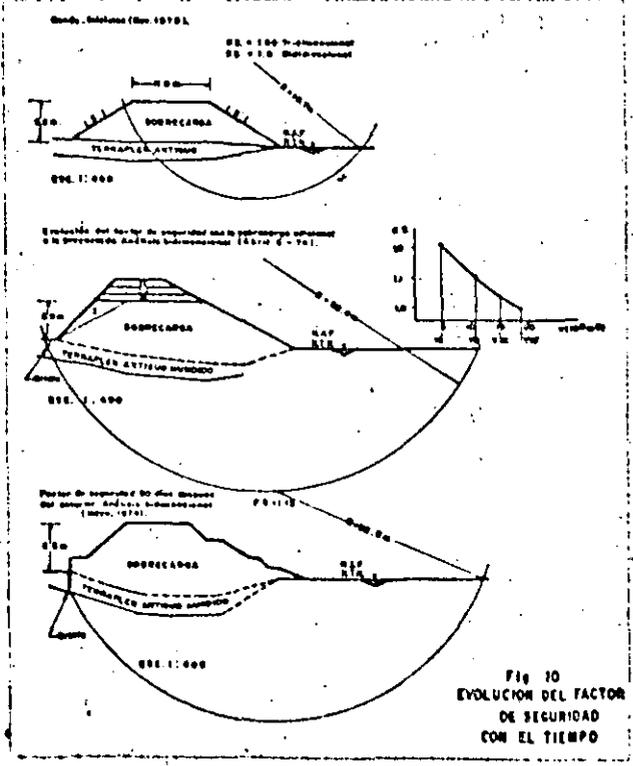
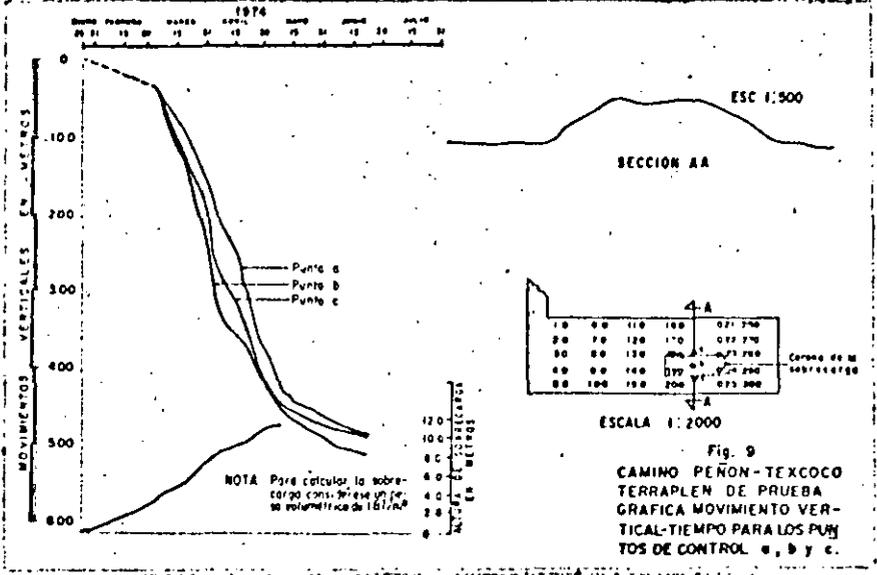
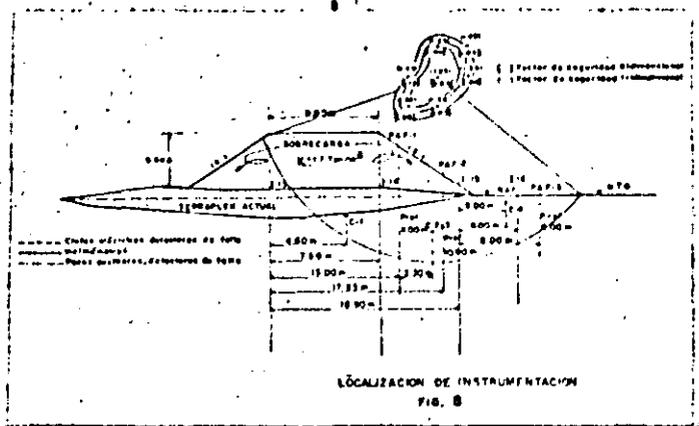
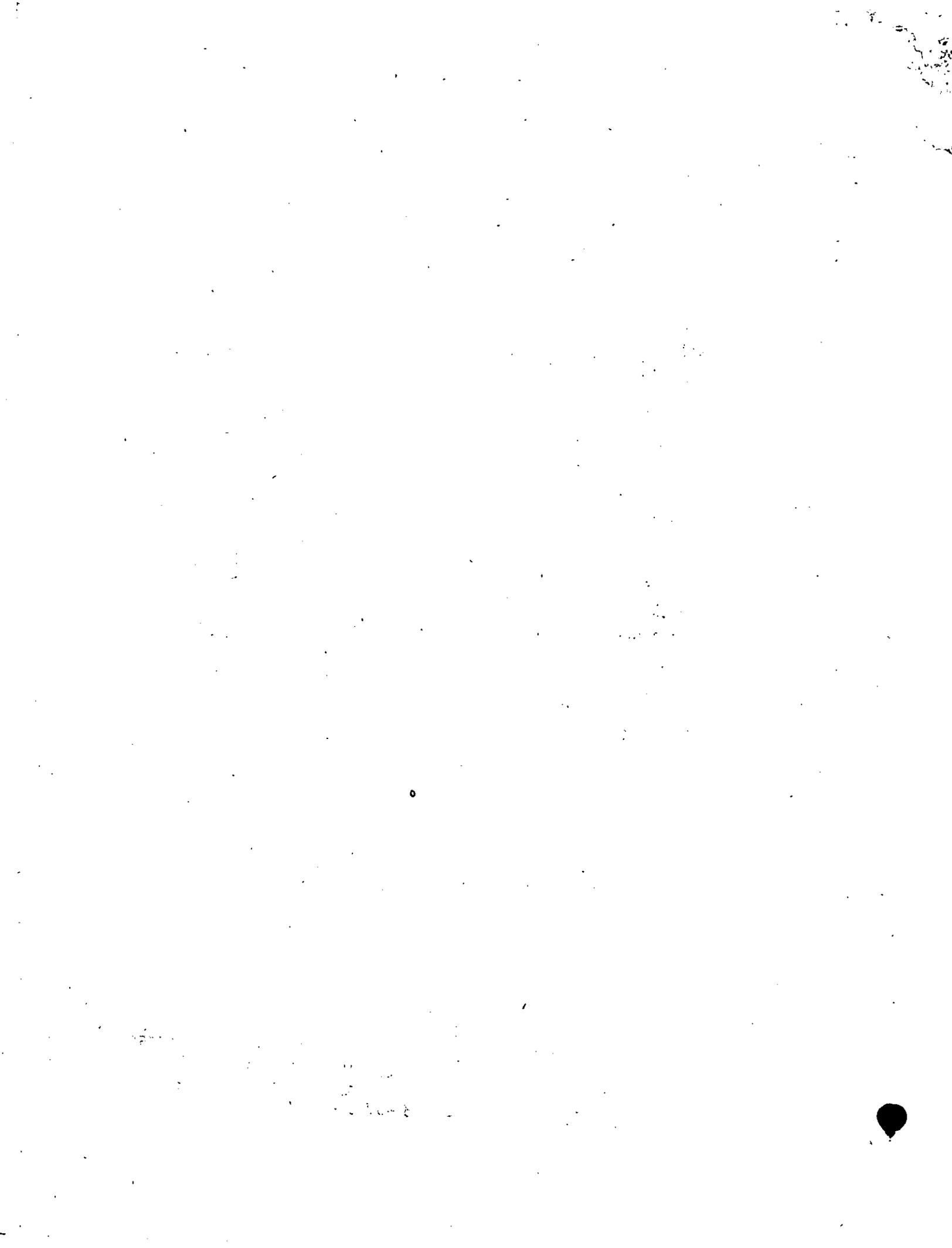


Fig. 7

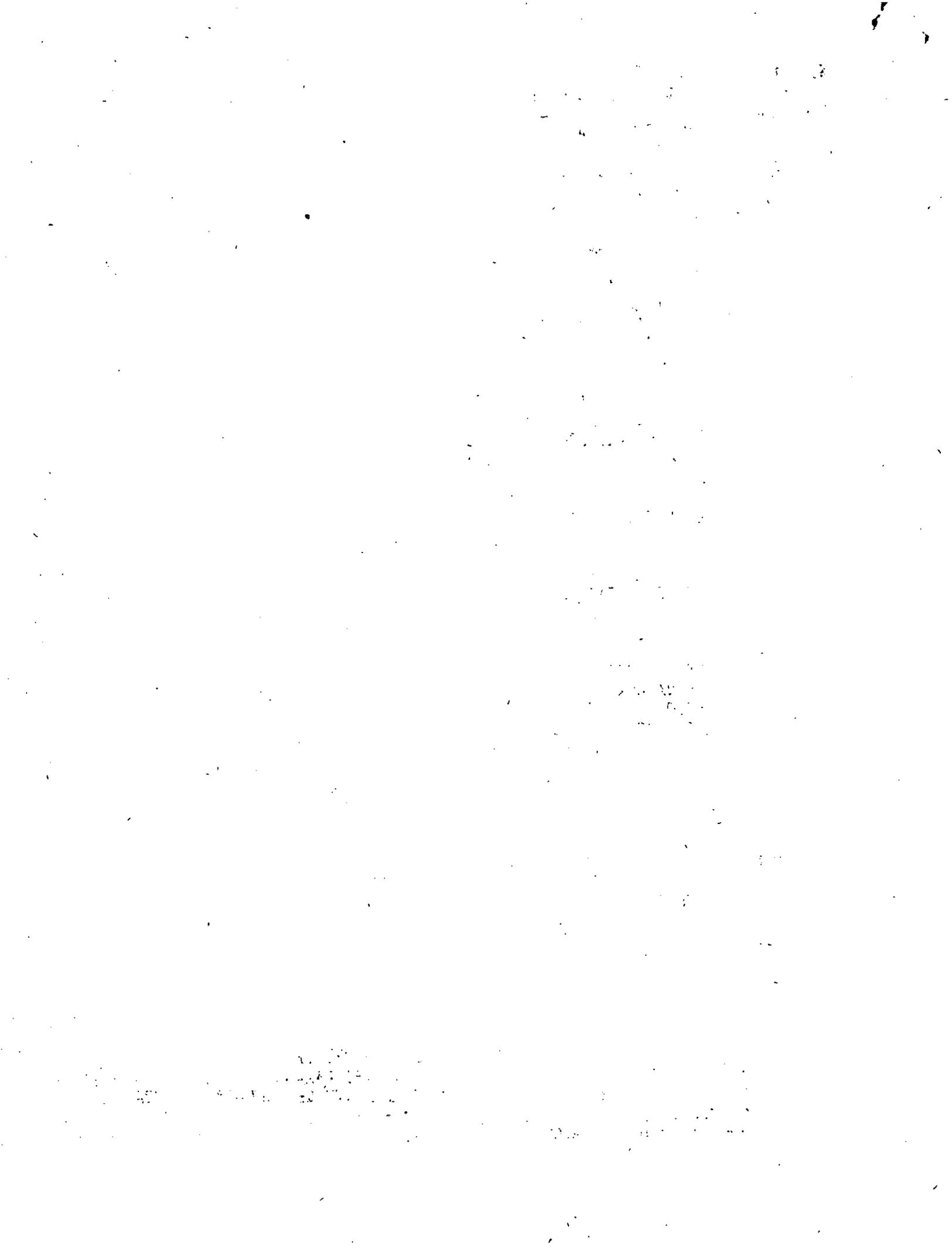
DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN CM DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES





DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CRUSO "GEOTECNICA APLICADA A LA CONSTRUCCION"
IMPARTIDO EN ESTA DIVISION DEL 22 AL 25 DE OCTUBRE DE 1984.

- 1.- ARZATE SANTOS JUAN J.
S. C. T.
- 2.- ALDAMA SALAS OSCAR
S. C. T.
JEFE DE OFICINA
ESQUINA DE TONALA Y CHIAPAS
COL. CUAUHTEMOC
DELEGACION CUAUHTEMOC
AGUA No. 28
COL. APLICACION VISTA HERMOSA
TLALNEPANTLA, EDO. DE MEXICO.
- 3.- BECERRA DURAND ENRIQUE JAVIER
COMISION FEDERA DE ELECTRICIDAD
AUXILIAR RESIDENCIA
VIRGEN No. 4066
COL. ARBELEDAS
31-01-17
ISSAC MEWTON No. 5676-8
COL. ARBOLEDAS
GUADALAJARA, JAL.
31-50-83
- 4.- BOLANOS GARCIA JAVIER
COMISION FEDERA DE ELECTRICIDAD
AUXILIAR DE LA OFNA. TRAMITES PROV.
AV. LAS CAMELINAS No. 3527-80. PISO
COL. LAS AMERICAS
4-55-96
CALLE TULEROS DE PURENCHECUARO No. 42
COL. VASCO DE QUIROGA
4-55-96
- 5.- CERRO DIAZ FRANCISCO
S. C. T. DIREC. GRAL. PRESUPUESTOS
CHIAPAS No. 121-P. B.
COL. ROMA
06700 MEXICO, D.F.
574-83-50
SULTEPEC No. 40-201
COL. HIPODROMO CONDESA
06100 MEXICO, D.F.
271-12-48
- 6.- CHAVEZ GARCIA SALVADOR
PETROLEOS MEXICANOS
INSPECTOR TECNICO CONSTRUCCION
BULEVARD GRIJALVA No. 312
VILLAHERMOSA, TAB.
2-04-74
CALLE LILAS No. 125
COL. VILLA DE LAS FLORES
VILLAHERMOSA, TAB.
- 7.- DIAZ GOMEZ ERNESTO
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSP.
AUX. DEL RESIDENTE
5 DE MAYO No. 91
SAN CRISTOBAL DE LA PAZ, JAL.
DOMINGO L. DE ARREGUI No. 2755
COL. JARDINES DE LA PAZ
GUADALAJARA, JAL.
35-07-57



8.- DOMINGUEZ GILLEN JOSE LUIS
SECRETARIA DE COMUN. TRANSP.
ANALISTA
AV. XOLA Y UNIVERSIDAD
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03020 MEXICO, D.F.
530-33-36

ANAXAGORAS No. 548
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03078 MEXICO, D.F.

9.- ENRIQUEZ ANDREU FRANCISCO
PETROLEOS MEXICANOS
SUPERVISOR DE OBRA
BOULEVARD GRIJALVA No. 312
VILLAHERMOSA, TAB.
2-04-74

CALLE 5 No. 216-3
COL. LOS ARCOS
VILLAHERMOSA, TAB.

10.- GALICIA ISLAS ROMAS LEOPOLDO
PETROLEOS MEXICANOS
JEFE DEPTO. CONSTR. LOCALIZACIONES
MARINA NACIONAL No. 329 EDIF. B-1
PISO 7M
COL. ANAHUAC
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
254-38-77

ARROYUELO 8 PASTORES
COL. PASTORES
NAUCALPAN DE JUAREZ, EDO. DE MEXICO
53340 MEXICO, D.F.
373-77-10

11.- GARCIA PUENTE ALEJANDRO
S. C. T.

12.- GARCIA RETAS JORGE
CIA. MEXICANA AEROFOTO
JEFE TECNICO
CALLE 11 DE ABRIL No. 38

UNIDAD JUAN DE DIOS BATIS 15-8-403
COL. LINDAVISTA

13.- GARCIA ROMERO EDELBERTO R.
S. C. T.

14.- GUTIERREZ CASANOVA URIEL
S. C. T.
AUXILIAR DE RESIDENTE
AVS. UNIVERSIDAD Y XOLA
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03028 MEXICO, D.F.

MANZANILLO No. 12
COL. ROMA
564-01-47

15.- HERRERA LUGO GERARDO
ICA AEROFOTO
INGENIERO GEOLOGO
11 DE ABRIL No. 338
COL. ESCANDON
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
11800 MEXICO, D.F.
516-07-40

SUR. 93 No. 11
COL. DEL PARQUE
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA

- 16.- HERNANDEZ DEHESA JOSE LUIS
ICA AEROFOTO
COORDINADOR TECNICO DIV. GEOFISICA
11 DE ABRIL No. 336
COL. ESCANDON
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
11800 MEXICO, D.F.
549-17-90 ext. 144
- 17.- HERNANDEZ RAMIREZ GILBERTO
S. C. T.
- 18.- HIDALGO VAZQUEZ JESUS
S. C. T.
SUPERVISOR DE CONSTRUCCION
AVS. XOLA Y UNIVERSIDAD
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03028 MEXICO, D.F.
530-40-68
- 19.- HIERRO PATINO VICTOR MANUEL
SECRETARIA COMUNIC. TRANSP.
ANALISTA DE COSTOS
AV. XOLA Y UNIVERSIDAD
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
530-33-36
- 20.- HUITRON PIMENTEL RUBEN
DIR. GRAL. VIAS FERREAS S. C. T.
PROYECTIRSTA
EUGENIA No. 197-80. PISO
COL. VERTIZ NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
06020 MEXICO, D.F.
696-51-54
- 21.- INTERIAN GONZALEZ RAUL
S. C. T.
- 22.- JAUREGUI AGUILAR SANTIAGO
DIREC. GRAL. CONSTRUC.
Y OPERACION HIDRAULICA, D.D.F.
JEFE DE OFICINA
SAN ANTONIO ABAD No. 231-60. PISO
COL. OBRERA
DELEGACION CUAUHTEMOC
06000 MEXICO, D.F.
588-33-84
- 23.- JIMENEZ ZUNIGA FRANCISCO
S. C. T. D. G. A.
JEFE OFNA. GEOTECNIA
CHIAPAS No. 121 MEZZANINE
COL. ROMA TEL. 574-83-71
- CERRO MACUILTEPEC No. 378
COL. CAMPESTRE CHURUBUSCO
DELEGACION COYOACAN
04200 MEXICO, D.F.
549-17-90
- CALLE TLACOTAL "Z" No. 2409
COL. G. RAMOS MILLAN
DELEGACION IZTACALCO
08730 MEXICO, D.F.
559-85-60
- AV. YUCATAN No. 160
COL. MOLINO DE PARRAS
- LAUREL No. 1 LOTE 47 MANZ XIII CASAS
COL. LOS REYES IXTACALA
54090 TLALNEPANTLA, EDO. DE MEXICO
565-99-46
- CALLE CADENA No. 24
COL. METROPOLITANA 1a. SECCION
57730 EDO. DE MEXICO
765-37-73
- CARMEN No. 356
COL. VILLA DE CORTES
DELEGACION BENITO JUAREZ
03530 MEXICO, D.F. 696-31-81

1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100.

101. 102. 103. 104. 105. 106. 107. 108. 109. 110. 111. 112. 113. 114. 115. 116. 117. 118. 119. 120. 121. 122. 123. 124. 125. 126. 127. 128. 129. 130. 131. 132. 133. 134. 135. 136. 137. 138. 139. 140. 141. 142. 143. 144. 145. 146. 147. 148. 149. 150. 151. 152. 153. 154. 155. 156. 157. 158. 159. 160. 161. 162. 163. 164. 165. 166. 167. 168. 169. 170. 171. 172. 173. 174. 175. 176. 177. 178. 179. 180. 181. 182. 183. 184. 185. 186. 187. 188. 189. 190. 191. 192. 193. 194. 195. 196. 197. 198. 199. 200.

201. 202. 203. 204. 205. 206. 207. 208. 209. 210. 211. 212. 213. 214. 215. 216. 217. 218. 219. 220. 221. 222. 223. 224. 225. 226. 227. 228. 229. 230. 231. 232. 233. 234. 235. 236. 237. 238. 239. 240. 241. 242. 243. 244. 245. 246. 247. 248. 249. 250. 251. 252. 253. 254. 255. 256. 257. 258. 259. 260. 261. 262. 263. 264. 265. 266. 267. 268. 269. 270. 271. 272. 273. 274. 275. 276. 277. 278. 279. 280. 281. 282. 283. 284. 285. 286. 287. 288. 289. 290. 291. 292. 293. 294. 295. 296. 297. 298. 299. 300.

301. 302. 303. 304. 305. 306. 307. 308. 309. 310. 311. 312. 313. 314. 315. 316. 317. 318. 319. 320. 321. 322. 323. 324. 325. 326. 327. 328. 329. 330. 331. 332. 333. 334. 335. 336. 337. 338. 339. 340. 341. 342. 343. 344. 345. 346. 347. 348. 349. 350. 351. 352. 353. 354. 355. 356. 357. 358. 359. 360. 361. 362. 363. 364. 365. 366. 367. 368. 369. 370. 371. 372. 373. 374. 375. 376. 377. 378. 379. 380. 381. 382. 383. 384. 385. 386. 387. 388. 389. 390. 391. 392. 393. 394. 395. 396. 397. 398. 399. 400.

401. 402. 403. 404. 405. 406. 407. 408. 409. 410. 411. 412. 413. 414. 415. 416. 417. 418. 419. 420. 421. 422. 423. 424. 425. 426. 427. 428. 429. 430. 431. 432. 433. 434. 435. 436. 437. 438. 439. 440. 441. 442. 443. 444. 445. 446. 447. 448. 449. 450. 451. 452. 453. 454. 455. 456. 457. 458. 459. 460. 461. 462. 463. 464. 465. 466. 467. 468. 469. 470. 471. 472. 473. 474. 475. 476. 477. 478. 479. 480. 481. 482. 483. 484. 485. 486. 487. 488. 489. 490. 491. 492. 493. 494. 495. 496. 497. 498. 499. 500.

501. 502. 503. 504. 505. 506. 507. 508. 509. 510. 511. 512. 513. 514. 515. 516. 517. 518. 519. 520. 521. 522. 523. 524. 525. 526. 527. 528. 529. 530. 531. 532. 533. 534. 535. 536. 537. 538. 539. 540. 541. 542. 543. 544. 545. 546. 547. 548. 549. 550. 551. 552. 553. 554. 555. 556. 557. 558. 559. 560. 561. 562. 563. 564. 565. 566. 567. 568. 569. 570. 571. 572. 573. 574. 575. 576. 577. 578. 579. 580. 581. 582. 583. 584. 585. 586. 587. 588. 589. 590. 591. 592. 593. 594. 595. 596. 597. 598. 599. 600.

601. 602. 603. 604. 605. 606. 607. 608. 609. 610. 611. 612. 613. 614. 615. 616. 617. 618. 619. 620. 621. 622. 623. 624. 625. 626. 627. 628. 629. 630. 631. 632. 633. 634. 635. 636. 637. 638. 639. 640. 641. 642. 643. 644. 645. 646. 647. 648. 649. 650. 651. 652. 653. 654. 655. 656. 657. 658. 659. 660. 661. 662. 663. 664. 665. 666. 667. 668. 669. 670. 671. 672. 673. 674. 675. 676. 677. 678. 679. 680. 681. 682. 683. 684. 685. 686. 687. 688. 689. 690. 691. 692. 693. 694. 695. 696. 697. 698. 699. 700.

701. 702. 703. 704. 705. 706. 707. 708. 709. 710. 711. 712. 713. 714. 715. 716. 717. 718. 719. 720. 721. 722. 723. 724. 725. 726. 727. 728. 729. 730. 731. 732. 733. 734. 735. 736. 737. 738. 739. 740. 741. 742. 743. 744. 745. 746. 747. 748. 749. 750. 751. 752. 753. 754. 755. 756. 757. 758. 759. 760. 761. 762. 763. 764. 765. 766. 767. 768. 769. 770. 771. 772. 773. 774. 775. 776. 777. 778. 779. 780. 781. 782. 783. 784. 785. 786. 787. 788. 789. 790. 791. 792. 793. 794. 795. 796. 797. 798. 799. 800.

801. 802. 803. 804. 805. 806. 807. 808. 809. 810. 811. 812. 813. 814. 815. 816. 817. 818. 819. 820. 821. 822. 823. 824. 825. 826. 827. 828. 829. 830. 831. 832. 833. 834. 835. 836. 837. 838. 839. 840. 841. 842. 843. 844. 845. 846. 847. 848. 849. 850. 851. 852. 853. 854. 855. 856. 857. 858. 859. 860. 861. 862. 863. 864. 865. 866. 867. 868. 869. 870. 871. 872. 873. 874. 875. 876. 877. 878. 879. 880. 881. 882. 883. 884. 885. 886. 887. 888. 889. 890. 891. 892. 893. 894. 895. 896. 897. 898. 899. 900.

901. 902. 903. 904. 905. 906. 907. 908. 909. 910. 911. 912. 913. 914. 915. 916. 917. 918. 919. 920. 921. 922. 923. 924. 925. 926. 927. 928. 929. 930. 931. 932. 933. 934. 935. 936. 937. 938. 939. 940. 941. 942. 943. 944. 945. 946. 947. 948. 949. 950. 951. 952. 953. 954. 955. 956. 957. 958. 959. 960. 961. 962. 963. 964. 965. 966. 967. 968. 969. 970. 971. 972. 973. 974. 975. 976. 977. 978. 979. 980. 981. 982. 983. 984. 985. 986. 987. 988. 989. 990. 991. 992. 993. 994. 995. 996. 997. 998. 999. 1000.

1001. 1002. 1003. 1004. 1005. 1006. 1007. 1008. 1009. 1010. 1011. 1012. 1013. 1014. 1015. 1016. 1017. 1018. 1019. 1020. 1021. 1022. 1023. 1024. 1025. 1026. 1027. 1028. 1029. 1030. 1031. 1032. 1033. 1034. 1035. 1036. 1037. 1038. 1039. 1040. 1041. 1042. 1043. 1044. 1045. 1046. 1047. 1048. 1049. 1050. 1051. 1052. 1053. 1054. 1055. 1056. 1057. 1058. 1059. 1060. 1061. 1062. 1063. 1064. 1065. 1066. 1067. 1068. 1069. 1070. 1071. 1072. 1073. 1074. 1075. 1076. 1077. 1078. 1079. 1080. 1081. 1082. 1083. 1084. 1085. 1086. 1087. 1088. 1089. 1090. 1091. 1092. 1093. 1094. 1095. 1096. 1097. 1098. 1099. 1100.

1101. 1102. 1103. 1104. 1105. 1106. 1107. 1108. 1109. 1110. 1111. 1112. 1113. 1114. 1115. 1116. 1117. 1118. 1119. 1120. 1121. 1122. 1123. 1124. 1125. 1126. 1127. 1128. 1129. 1130. 1131. 1132. 1133. 1134. 1135. 1136. 1137. 1138. 1139. 1140. 1141. 1142. 1143. 1144. 1145. 1146. 1147. 1148. 1149. 1150. 1151. 1152. 1153. 1154. 1155. 1156. 1157. 1158. 1159. 1160. 1161. 1162. 1163. 1164. 1165. 1166. 1167. 1168. 1169. 1170. 1171. 1172. 1173. 1174. 1175. 1176. 1177. 1178. 1179. 1180. 1181. 1182. 1183. 1184. 1185. 1186. 1187. 1188. 1189. 1190. 1191. 1192. 1193. 1194. 1195. 1196. 1197. 1198. 1199. 1200.

1201. 1202. 1203. 1204. 1205. 1206. 1207. 1208. 1209. 1210. 1211. 1212. 1213. 1214. 1215. 1216. 1217. 1218. 1219. 1220. 1221. 1222. 1223. 1224. 1225. 1226. 1227. 1228. 1229. 1230. 1231. 1232. 1233. 1234. 1235. 1236. 1237. 1238. 1239. 1240. 1241. 1242. 1243. 1244. 1245. 1246. 1247. 1248. 1249. 1250. 1251. 1252. 1253. 1254. 1255. 1256. 1257. 1258. 1259. 1260. 1261. 1262. 1263. 1264. 1265. 1266. 1267. 1268. 1269. 1270. 1271. 1272. 1273. 1274. 1275. 1276. 1277. 1278. 1279. 1280. 1281. 1282. 1283. 1284. 1285. 1286. 1287. 1288. 1289. 1290. 1291. 1292. 1293. 1294. 1295. 1296. 1297. 1298. 1299. 1300.

1301. 1302. 1303. 1304. 1305. 1306. 1307. 1308. 1309. 1310. 1311. 1312. 1313. 1314. 1315. 1316. 1317. 1318. 1319. 1320. 1321. 1322. 1323. 1324. 1325. 1326. 1327. 1328. 1329. 1330. 1331. 1332. 1333. 1334. 1335. 1336. 1337. 1338. 1339. 1340. 1341. 1342. 1343. 1344. 1345. 1346. 1347. 1348. 1349. 1350. 1351. 1352. 1353. 1354. 1355. 1356. 1357. 1358. 1359. 1360. 1361. 1362. 1363. 1364. 1365. 1366. 1367. 1368. 1369. 1370. 1371. 1372. 1373. 1374. 1375. 1376. 1377. 1378. 1379. 1380. 1381. 1382. 1383. 1384. 1385. 1386. 1387. 1388. 1389. 1390. 1391. 1392. 1393. 1394. 1395. 1396. 1397. 1398. 1399. 1400.

1401. 1402. 1403. 1404. 1405. 1406. 1407. 1408. 1409. 1410. 1411. 1412. 1413. 1414. 1415. 1416. 1417. 1418. 1419. 1420. 1421. 1422. 1423. 1424. 1425. 1426. 1427. 1428. 1429. 1430. 1431. 1432. 1433. 1434. 1435. 1436. 1437. 1438. 1439. 1440. 1441. 1442. 1443. 1444. 1445. 1446. 1447. 1448. 1449. 1450. 1451. 1452. 1453. 1454. 1455. 1456. 1457. 1458. 1459. 1460. 1461. 1462. 1463. 1464. 1465. 1466. 1467. 1468. 1469. 1470. 1471. 1472. 1473. 1474. 1475. 1476. 1477. 1478. 1479. 1480. 1481. 1482. 1483. 1484. 1485. 1486. 1487. 1488. 1489. 1490. 1491. 1492. 1493. 1494. 1495. 1496. 1497. 1498. 1499. 1500.

1501. 1502. 1503. 1504. 1505. 1506. 1507. 1508. 1509. 1510. 1511. 1512. 1513. 1514. 1515. 1516. 1517. 1518. 1519. 1520. 1521. 1522. 1523. 1524. 1525. 1526. 1527. 1528. 1529. 1530. 1531. 1532. 1533. 1534. 1535. 1536. 1537. 1538. 1539. 1540. 1541. 1542. 1543. 1544. 1545. 1546. 1547. 1548. 1549. 1550. 1551. 1552. 1553. 1554. 1555. 1556. 1557. 1558. 1559. 1560. 1561. 1562. 1563. 1564. 1565. 1566. 1567. 1568. 1569. 1570. 1571. 1572. 1573. 1574. 1575. 1576. 1577. 1578. 1579. 1580. 1581. 1582. 1583. 1584. 1585. 1586. 1587. 1588. 1589. 1590. 1591. 1592. 1593. 1594. 1595. 1596. 1597. 1598. 1599. 1600.

32.- RAMOS JIMENEZ LUIS
S. C. T.
AUXILIAR DE PROYECTISTA
CENTRO SCOP. XOLA-UNIVERSIDAD
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03028 MEXICO, D. F.

2a. CDA. C-1 L-5 M-13
COL. AGRICOLA PANTITLAN
DELEGACION IZTACALCO
08100 MEXICO, D.F.

33.- RIVAS LARA JAIME
S. C. T.

34.- AEROFOTO
PROFESIONISTA
11 DE ABRIL No. 338
COL. ESCANDON
11800 MEXICO, DF..
516-07-40

AV. TAXQUENA No. 1596- 1 C
COL. CAMPESTRE CHURUBUSCO
DELEGACION COYOACAN
04200 MEXICO, D.F.

35.- RODRIGUEZ GOMEZ JORGE
S. A. R. H.
SUBJEFE DE DEPARTAMENTO
REFORMA No. 46-7o. PISO
COL. CENTRO
592-57-66

IGNACIO MARISCAL No. 119-2
COL. TABACALERA
DELEGACION CUAUHTEMOC
06030 MEXICO, D.F.
592-02-10

36.- RODRIGUEZ VELASCO JESUS
S. C. T.
INGENIERO
XOLA Y UNIVERSIDAD
530-75-08

AV. SAN BARTOLO No. 86 EDIF. "O" DEPTO. 010
COL. ARGENTINA
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
11870 MEXICO, D.F.
527-33-39

37.- ROJAS RUBIO SAUL
S. A. R. H.
JEFE DE OFICINA
REFORMA No. 46-7o. PISO
COL. JUAREZ
DELEGACION CUAUHTEMOC

VIRGEN DEL CONSUELO No. 3
CD. NETZAHUALCOYOTL

38.- RUEDA TORRE SERGIO
PETROLEOS MEXICANOS
INSPECTOR TECNICO CONSTRUC.
BOULEVARD GRIJALVA No. 312
COL. CENTRO
VILLAHERMOSA, TAB. 86000
204-74

QUINTANA ROO No. 119
FRACC. GUADALUPE
86180 VILLAHERMOSA, TAB.
328-86

39.- ZUNIGA AVILA IGNACIO
S. C. T.
JEFE UNIDAD SERVICIOS TECNICOS
MAGISTERIO Y CORNEL
ESTEBAN CANTO
COL. PROFESORES FEDERALES
MEXICALI, BAJA CALIFORNIA
684-92

J. SANCHEZ ISLAS No. 2000
MEXICALI, BAJA CALIFORNIA
748-38